



TITLE:

偶発作用に対する消波工およびケーソン堤の安定性向上に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

松下, 紘資

CITATION:

松下, 紘資. 偶発作用に対する消波工およびケーソン堤の安定性向上に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k17982>

RIGHT:

許諾条件により要旨・本文は2014-04-01に公開

偶発作用に対する
消波工およびケーソン堤の安定性向上
に関する研究

松下 紘資

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	2
1.3 本論文の構成	3
参考文献	5
第2章 偶発作用とその被災例	6
2.1 偶発作用	6
2.2 偶発波浪による被災例	7
2.2.1 2008年2月伏木富山港の被災	7
2.2.2 2012年4月敦賀港の被災	9
2.3 津波による被災例	11
2.3.1 北海道南西沖地震津波による奥尻港の被災	11
2.3.2 東北地方太平洋沖地震津波による八戸港と釜石港の被災	12
参考文献	15
第3章 高耐波安定性消波ブロックの開発	17
3.1 はじめに	17
3.2 既存ブロックの分析	17
3.2.1 既存ブロックの種類と分類	17
3.2.2 各種数値と耐波安定性との関係	19
3.3 新型ブロック	22
3.4 直立堤新型ブロック被覆工における耐波安定性の評価	24
3.4.1 実験条件	24
3.4.2 実験ケース	27
3.4.3 安定数算定方法	28
3.4.4 実験結果	29
3.4.5 安定性の評価	31
3.4.6 経済性の評価	33
3.4.7 補強工法としての有効性	36

3.5 傾斜堤新型ブロック被覆工における耐波安定性の評価	39
3.5.1 実験条件	39
3.5.2 実験ケース	40
3.5.3 安定数算定方法	42
3.5.4 実験結果	42
3.5.5 安定性の評価	44
3.5.6 経済性の評価	48
3.6 高耐波安定性消波ブロックの製造性および施工性の評価	49
3.6.1 対象現場	49
3.6.2 製造性の評価	50
3.6.3 施工性の評価	53
3.7 おわりに	55
参考文献	57

第4章 ケーソン防波堤補強工法の開発 58

4.1 はじめに	58
4.2 従来工法	58
4.2.1 性能照査	58
4.2.2 マウンド嵩上げ工法	59
4.2.3 コンクリート方塊工法	60
4.3 カウンターウェイトブロック工法	60
4.4 最適化に向けた基礎実験	62
4.4.1 小型模型による効果検証実験	62
4.4.2 大型模型による最適化引張実験	67
4.5 実形状模型による引張実験	73
4.5.1 カウンターウェイトブロックの形状	73
4.5.2 実験条件と実験ケース	74
4.5.3 実験結果	75
4.6 カウンターウェイトブロックの滑動抵抗推力推定法	77
4.6.1 設計摩擦係数の決定	77
4.6.2 滑動抵抗力の推定法	78
4.7 おわりに	79
参考文献	81

第5章 ケーソン防波堤補強工法の実用化に向けた研究 82

5.1 はじめに	82
----------	----

5.2	偶発波浪に対する水理模型実験	82
5.2.1	実験条件	82
5.2.2	実験ケース	85
5.2.3	実験結果	86
5.2.4	抵抗力推定値の評価	89
5.3	津波越流に対する安定性検証実験	91
5.3.1	実験条件	91
5.3.2	実験ケース	92
5.3.3	実験結果	93
5.3.4	津波越流に対する安定性の評価	95
5.4	防波堤補強設計への適用	96
5.4.1	対象防波堤	96
5.4.2	設計条件	97
5.4.3	カウンターウェイトブロック工法の設計法	98
5.5	カウンターウェイトブロックの製造性および施工性の評価	99
5.5.1	対象現場	99
5.5.2	製造性の評価	100
5.5.3	施工性の評価	102
5.6	おわりに	104
	参考文献	106

第6章 結 論

107

第1章 序 論

1.1 研究の背景

近年，地球温暖化による海面上昇，異常潮位の発生，さらには台風の大型化によって，既存構造物の設計波を上回る異常波浪の発生が顕著となっている^{1),2)}．最近では，「爆弾低気圧」と呼ばれる急速に発達する低気圧が，日本近海で毎年 20 件程度も発生しており³⁾，異常波浪の発生を助長している．海岸工学では，この中でも設計波を大きく上回るような異常波浪は偶発波浪と呼ばれ，注目されつつある^{4),5)}．

2011 年 3 月 11 日，東北地方太平洋沖地震が発生し，10m を超える巨大津波が東北地方の太平洋沿岸を襲った．東方地方の沿岸部は古くから津波災害を経験していることから，津波に対する沿岸構造物は過去最大の津波を想定外力として設計されているが，東北地方太平洋沖地震による津波は，その想定を大きく上回るものであった．

日本の海岸構造物の設計には，一般的に 30～50 年確率波が使用されているが，構造物の多くは 1960 年代から 70 年代の高度成長期に建設されており，これらが設計された当時の設計波は，20 世紀半ばに短期間の観測や追算した波条件から推定されている．このため，現状の波浪と比べると当時の設計波は相対的に小さく，偶発波浪や想定以上の津波が作用すると，既存の海岸構造物は耐力（抵抗力）不足により被災してしまう危険性が高い．

日本は四面を海に囲まれた島国であることから，多くの海岸構造物が建設されており，その種類も様々である．中でも消波ブロックを使用した複合構造物は，テトラポッドの登場以降 1960 年代から急激に普及していき，堤体前面を全断面乱積みで被覆する消波工が多く採用されている．しかしながら，頻繁に発生するようになった偶発波浪によって，消波ブロックの被災する事例が多くなっており，消波ブロックの重量不足による飛散・沈下が，背後地への越波や背後のケーソンの滑動を助長したというケースも発生している⁶⁾．一般に海岸構造物が被災すると，「公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法」に基づいて，原形復旧される．原形復旧とは，被災前の位置に原施設と形状・寸法および材質の等しい施設で復旧することであり，消波ブロックであれば，同じ種類・大きさのものをを用いることにな

る。この場合、偶発波浪が頻発する現状においては、再度災害を起こす危険性が高くなると考えられる。このため、施設の被災規模に応じて、軽微な場合は原形復旧を行い、被災規模が大きい場合については設計外力や適用設計基準の見直しが行われている。この結果、防波堤の大水深化も相まって、所要重量が 100t を超えるような消波ブロックが必要となる場合が増えてきている。しかしながら、このような大重量の消波ブロックは、コンクリートの打設時間が長くなって打継目が発生したり、使用する重機が大型になり地上作業員の状況がわかりづらくなったりすることから、製造や据付時の施工性や安全性を考えると課題も多いのが現状である。

一方、消波ブロックと同様に、ケーソン式の直立防波堤も港湾・漁港施設で多く建設されてきた。これらはケーソン防波堤と呼ばれており、捨石で形成されたマウンドの上にケーソンを設置したものである。ケーソンには、岸壁・防波堤が一体となった構造体を得られること、据付に浮力が利用でき大型のクレーンが要らないこと、製作を他の場所で行うので工程が短くてすむことなどから、鉄筋コンクリート製のものが多く使用されている。ケーソンは自身の重量のみで安定性を確保するため、単体の重量が非常に大きい。しかしながら、大重量のケーソンであっても偶発波浪によって滑動する被害が発生しており、例えば福井県敦賀港では4000t/函のケーソンが10m以上滑動する被害が発生している。また、津波による被害では、東北地方太平洋沖地震津波により、岩手県釜石港湾口防波堤の16,000t/函の巨大ケーソンが半数以上も滑落する被害を受けている。このようにケーソンが滑動や転倒破壊を起こした場合、ケーソン本体だけでなく捨石マウンドにまで被害がおよぶ可能性が高い。大重量のケーソンを復旧するには相応の大きさのクレーンが必要であり、さらに捨石マウンドの復旧には長時間の潜水作業と熟練した技術が要求される。そのため、全体の1函が被災しただけでも、その復旧には莫大な費用が必要となる。

1.2 研究の目的

本研究は、偶発作用力である偶発波浪と津波に対して、消波工およびケーソン防波堤の安定性を向上させることを目的とする。具体的には、消波ブロック被覆堤や傾斜堤の安定性を向上させることのできる耐波安定性の高い新しい消波ブロック、およびケーソン防波堤の安定性を向上させることのできる新しい補強工法の開発を目指す。

高波浪への対応や安定性向上の目的で消波ブロックの重量を大きくした場合、製造や据付時の施工性・安全性における課題が多い。このため、所要重量を軽減することのできる耐波安定性に優れたブロックの開発が望まれる。本研究では、「単体空間占有率」というブロックの安定性の傾向を計るための新たな指標を用いて種々の既存ブロックの分析を行い、ブロック相互のかみ合わせ効果が大きく、耐波安定性に優れた新しいブロックの形状を検

討する．さらに，直立堤被覆工および傾斜堤被覆工での水理模型実験により，新型ブロックの安定数算定式を提案し，安定性および経済性について評価する．

新規にケーソン防波堤を設計する場合は，偶発波浪などの新しい外力に対応した性能設計が可能である⁷⁾．しかしながら，既存防波堤は設計当時の外力が現状に比べると相対的に小さいことから，偶発波浪や想定以上の津波が作用すると滑動する危険性が高い．そこで，ケーソン防波堤の安定性を向上するために補強が必要であるが，大小含めると全国に多数存在する既存防波堤の大規模な改修工事は莫大な費用がかかる．そのため，比較的簡単に安価に防波堤の安定性を向上できる効果的な技術が広く望まれる．本研究では，ケーソン防波堤の港内側に設置して滑動抵抗力を増大するカウンターウェイトブロックを新たに考案し，模型実験により効果および抵抗力の妥当性を検討する．さらに，東北地方太平洋沖地震による津波では，越流によって防波堤港内側が洗掘被害を受けていることから，水理模型実験により津波越流に対する安定性能について検証する．

1.3 本論文の構成

本論文は，本章を含めて 6 章で構成されている．本研究の流れを図 1.1 に示す．大別すると，消波工の安定性向上とケーソン防波堤の安定性向上の 2 つである．各章の主な内容を以下に示す．

第2章では，偶発作用について示し，台風や爆弾低気圧による偶発波浪によって発生した構造物の被災例，および近年の巨大津波による防波堤の被災例を紹介する．

第3章では，耐波安定性に優れた新しい消波ブロックを開発する．既存ブロックの分析から新しいブロック形状を考案し，水理模型実験によって安定数算定式を提案するとともに，既存ブロックとの比較により，安定性および経済性について評価する．

第4章では，ケーソン防波堤の滑動抵抗力を増大することのできる，コンクリートフレームを使った新しい補強工法を開発する．小型模型を使った引張実験によって効果の検証を行い，大型模型による引張実験から最適な形状を検討する．さらに，実形状模型による引張実験から，設計に使用する摩擦係数を決定し滑動抵抗力の推定法を示す．

第5章では，前章で考案したブロックを設置したケーソン防波堤について，波浪による水理模型実験を実施し，防波堤への適用性を検証する．また，孤立波を用いた水理模型実験により，津波越流に対するブロック自身の安定性を検証する．さらに，新しいブロックを

使ってケーソン防波堤を補強する場合の設計手法を示す.

第6章では, 本研究をとりまとめ, 主要な結論を示す.

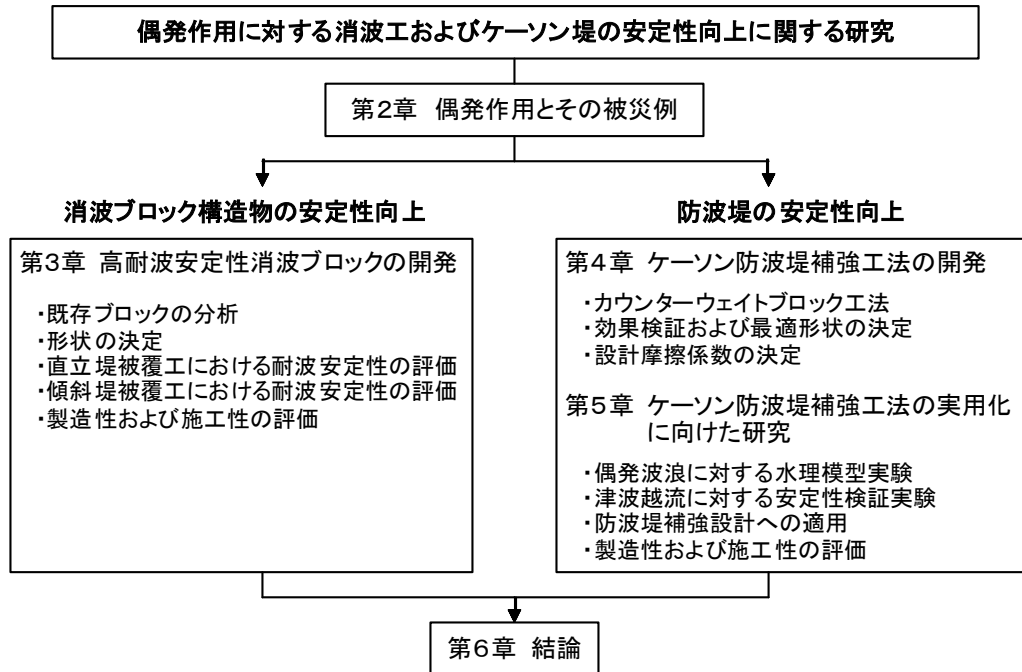


図 1.1 研究の流れ

参考文献

- 1) 永井紀彦, 里見茂, 額田恭史, 久高将信, 細沼克弘, 藤田孝: 観測データに基づく 2004 年の台風による我が国沿岸の高波特性, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp.151-155, 2005.
- 2) 永井紀彦, 平石哲也, 河合弘康, 川口浩二, 吉永宙司, 大釜達夫: 波浪観測網が捉えた 2008 年 2 月 24 日の日本海沿岸高波の特性, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.146-150, 2008.
- 3) 爆弾低気圧情報データベース: 爆弾低気圧発生数の年変動(平成 25 年 8 月 21 日参照), http://fujin.geo.kyushu-u.ac.jp/meteorol_bomb/view/graph_yearly.php
- 4) 平石哲也, 平山克也, 加島寛章, 春尾和人, 宮里一郎: 偶発波浪荷重による被害例とその特性, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.981-985, 2008.
- 5) 宮田正史, 吉田誠, 安野浩一郎, 三好俊康, 三藤正明, 熊谷健蔵: 偶発波浪荷重を受けるケーソン式防波堤の大変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.B2-65, No.1, pp.886-890, 2009.
- 6) 国土交通省北陸地方整備局: 富山湾における「うねり性波浪」対策検討技術委員会報告書, 2008.
- 7) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.552-556, 2007.

第2章 偶発作用とその被災例

2.1 偶発作用

2007年に改定された港湾の施設の技術上の基準・同解説（以下、技術基準と示す）では、従前の仕様設計に変わって性能設計が導入された¹⁾。性能設計では、従来の設計に用いていた外力は確率的に発生頻度が高い変動作用力に相当し、照査項目は、使用性を保つことができる極めて小さい限界値をシステム破壊確率が超えないことである。これに対して、設計供用期間中の発生頻度は低い、当該施設に大きな影響を及ぼすと想定される作用は、「偶発作用」と定義されている。さらに、変動作用力に対しては当該施設の使用性を照査すればよいが、当該施設の被災に伴い、人命、財産または社会経済活動に重大な影響を及ぼす恐れのある施設の要求性能においては、偶発作用力に対して使用性、修復性、または安全性のいずれかの性能を照査すべきことが定められている。すなわち、背後に人口の集積地が存在する防波堤等の重要度の高い施設については、偶発作用力に対する照査を行う必要がある。偶発作用として想定される作用は、偶発波浪、津波、レベル 2 地震動、船舶の衝突、火災等であるが、本研究においては、特に波浪による力に着目し、偶発波浪と津波を対象とする。

偶発波浪は、その意味についてこれまで明確に定義されておらず、技術基準の解説に、当該海域で発生しうる波の中で施設に最も厳しくなる波浪あるいは再現期間 100 年以上の波浪を適切に設定すると述べられているのみであり、具体的には示されていない。平石ら²⁾は、波の周期が設計波より長くなった場合（長周期うねり）を偶発波浪と定義し、長周期うねりが作用した場合の波力増大の危険性を示している。また、宮田ら³⁾は、設計で想定された波力を超過するような波力を偶発波浪と定義し、ケーソン防波堤の大変形メカニズムに関する検討を行っている。本研究においても、これらの既往の研究における偶発波浪の捉え方と同様に、既存構造物の設計波を上回る波浪を偶発波浪と考える。

2.2 偶発波浪による被災例

2.2.1 2008 年 2 月伏木富山港の被災

2008 年 2 月 23 日から 24 日にかけて発達した低気圧の影響によって、北日本の日本海側地域を中心に、高波や暴風による被害が相次いだ。特に伏木富山港では、伏木地区の北防波堤が全長 1500m のうち、約 800m にわたって消波ブロックの沈下やケーソンの滑動による被害を受けた。写真 2.1 は北防波堤の被災状況である。B 区間は 150m (幅 15m のケーソン 10 函分) 以上にわたって被災しており、ケーソン本体の滑動は最大で 12m にも及んだ。

この富山湾に被害をもたらした波浪は、地元で「寄り回り波」と呼ばれているうねり性波浪であり、日本海北部の暴風域で発生し成長した波浪が、長い距離を伝播してうねりとなって富山湾へ到達するものである。被災時の寄り回り波は、これまでにない大きな波高と長い周期のうねり性波浪であった。これは、富山湾の湾奥部に「あいがめ」と呼ばれる複雑な地形の海底谷が存在しており、ここで屈折した波浪が波高の増大を引き起こしたことがわかっている⁴⁾。

北防波堤 B 区間の元設計波浪は、設計有義波高 $H_{1/3}=5.3\text{m}$ 、設計有義波周期 $T_{1/3}=12.0\text{s}$ (設計年月：昭和 63 年 11 月) である。一方、被災時の伏木地区におけるナウファス観測値は、 $H_{1/3}=4.24\text{m}$ 、 $T_{1/3}=14.4\text{s}$ であった。また、間瀬ら⁵⁾ による追算シミュレーションによ



写真 2.1 伏木富山港北防波堤の被災状況 (北陸地方整備局⁴⁾ より抜粋)

ると、B 区間に作用した波浪は、 $H_{1/3}=5.0\sim 5.5\text{m}$ 、 $T_{1/3}=14\text{s}$ であったという計算結果が得られている。よって、被災時、B 区間には波高・周期ともに設計値を上回る偶発波浪が作用していたものと考えられる。

また被災メカニズムについては、図 2.1 に示すように、偶発波浪が作用したことによって消波ブロックが沈下し、ケーソン本体に負荷する波圧が増大してケーソン本体が港内側に滑動したと推定されている。本現場では再度災害防止ため、消波ブロックの質量を既存の 16t から 20t へランクアップ（質量割増）した復旧がなされている。

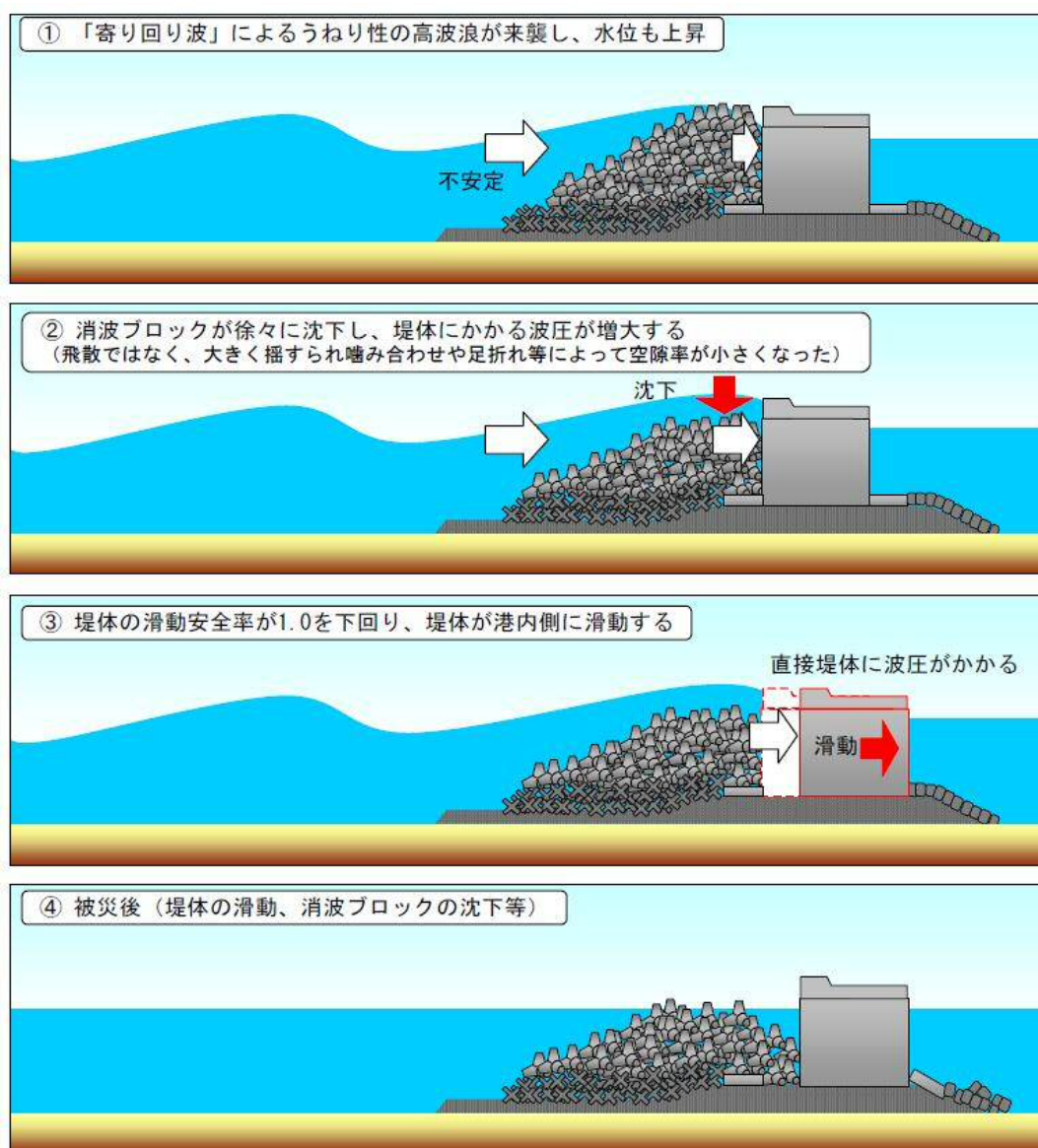


図 2.1 被災メカニズムのイメージ（北陸地方整備局⁴⁾より抜粋）

2.2.2 2012 年 4 月敦賀港の被災

2012 年 4 月 2 日から 3 日にかけて日本海で急速に発達した低気圧は、各地に大きな被害をもたらした。気象庁によると、この低気圧は、2 日 21 時から 3 日 21 時までの 24 時間に中心気圧が 42hPa も低下しており、近年、このように急速に発達して熱帯低気圧並みの風雨をもたらす温帯低気圧は、爆弾低気圧と呼ばれている。図 2.2 に、気象庁が発表した 4 月 3 日 9 時の天気図を示す。図中央の台風並みに発達している低気圧が爆弾低気圧である。

この爆弾低気圧により、福井県敦賀港では、高波浪によって鞠山北地区の防波堤先端付近のケーソン（4000t/函）が港内側に 15m も滑動する被害を受けた。写真 2.2 に被害状況を示す。また、図 2.3 に、敦賀港における爆弾低気圧来襲時のナウファス観測データを示す。横軸は時刻、左縦軸は有義波高、右縦軸は有義波周期を表している。防波堤の設計波は $H_{1/3}=2.67\text{m}$ 、 $T_{1/3}=12.0\text{s}$ であり、来襲波の最大有義波高および周期はそれぞれ $H_{1/3}=6.3\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.3\text{s}$ であった。よって、設計波に比べて、波高は 2 倍以上、周期は 1 秒以上も長い波浪が作用したことがわかる。

このように、爆弾低気圧によって発生した偶発波浪によって、沿岸構造物の災害が多数発生しており、地球温暖化に伴い今後さらに増大していくと想定される偶発波浪に対して、既存構造物の補強が非常に重要となる。

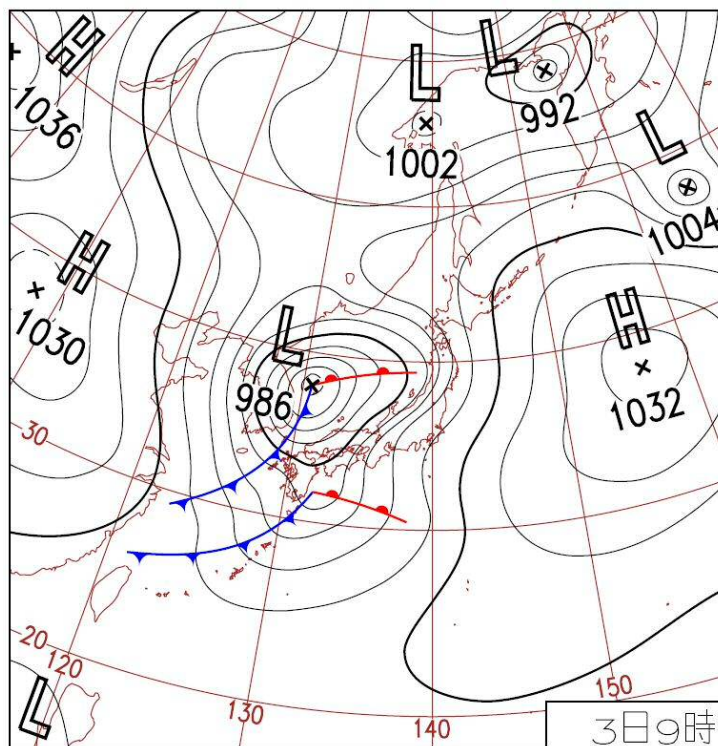


図 2.2 2012 年 4 月 3 日 9 時の天気図
(気象庁データベースより抜粋)



写真 2.2 敦賀港鞠山北地区防波堤の被災状況
(国土交通省北陸地方整備局敦賀港湾事務所提供資料)

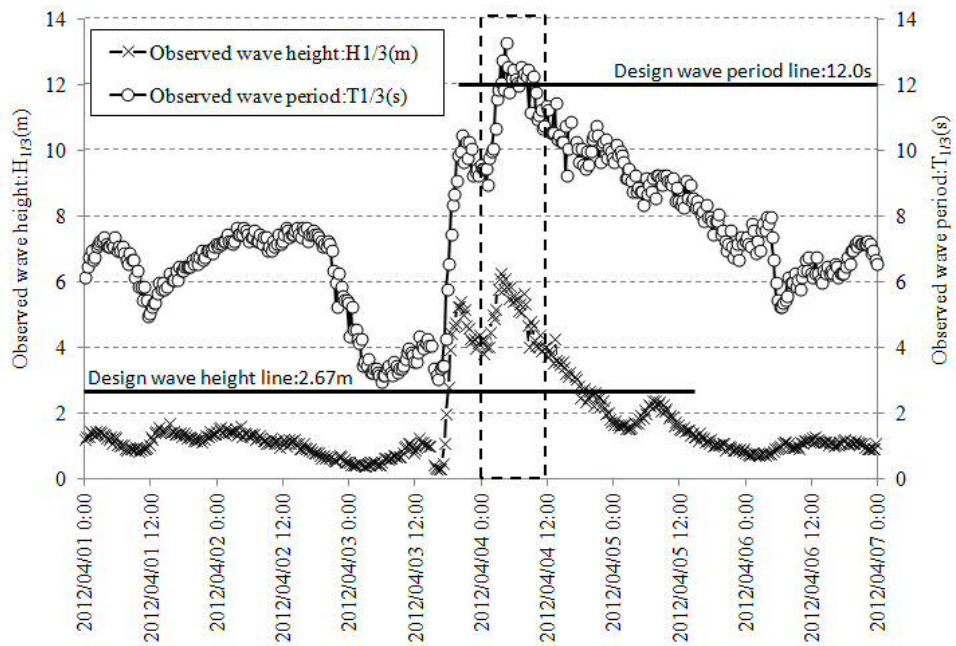
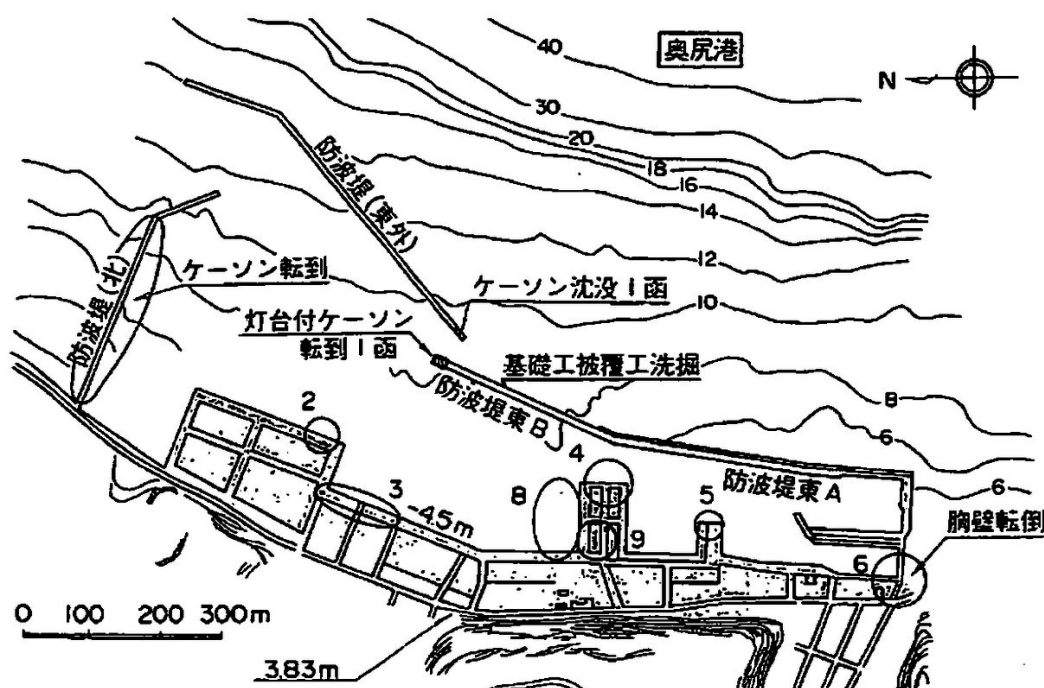


図 2.3 敦賀港の有義波高・周期の時系列変化
(2012 年 4 月 1 日から 6 日のナウファスデータを元に作成)

2.3.1 北海道南西沖地震津波による奥尻港の被災

震源地に近い、北海道奥尻港、江差港、青苗漁港などで海岸構造物の被害が発生し、中でも奥尻港の北側に位置する防波堤は、多くのケーソンが港内側へ移動、もしくは転倒する被害を受けた。図 2.4 と 2.5 に奥尻港被災状況位置図と奥尻港防波堤（北）被災状況をそれぞれ示す。津波はほぼ北側から来襲しており、ケーソンは港内側へ滑動あるいは転倒している。港外側の 2 列の根固方塊はほとんど動いていないが、港内側のマウンドはケーソン下部まで大きく洗掘された。そのため、港内側の 1 列の根固方塊と被覆ブロックは広範囲に散乱している。これは、まず津波力によってケーソンが港内側へ滑動し、せき止められていた大量の水塊が一気に港内へ入ったことにより強い流れが発生し、港内側マウンド

図 2.4 奥尻港被災状況位置図 (高山ら⁸⁾ より抜粋)

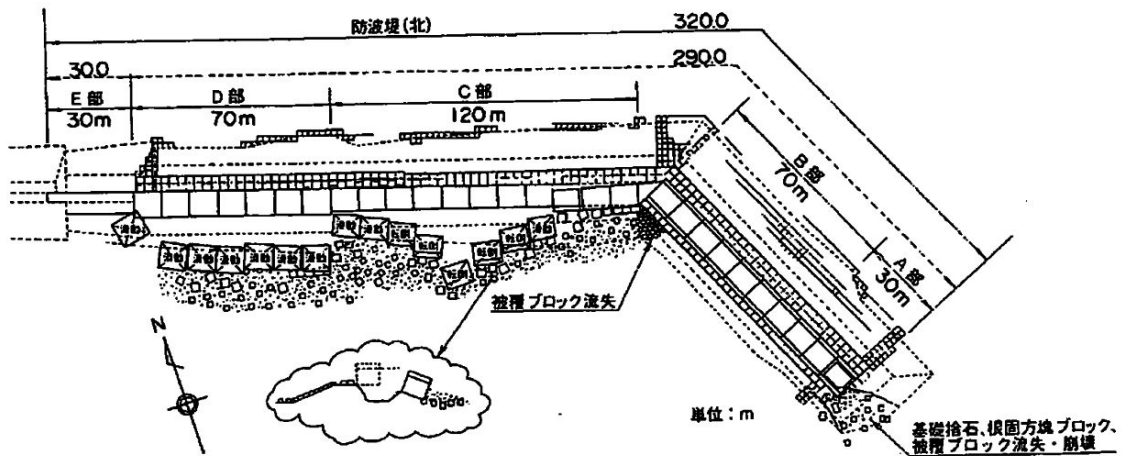


図 2.5 奥尻港防波堤（北）被災状況（高山ら⁸⁾より抜粋）

が洗掘されたものと推定されている⁸⁾。

このような被災過程の場合、仮に最初の津波力によるケーソンの滑動を抑えることができたとしても、水塊が港内側へ流入しないので、港内側マウンドの洗掘を防止することができ、防波堤全体の被害は格段に縮小することができると考えられる。つまり、ケーソンの滑動を抑えるための補強が重要となる。

2.3.2 東北地方太平洋沖地震津波による八戸港と釜石港の被災

2011 年 3 月 11 日午後 2 時 46 分、日本の太平洋三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0 の巨大地震が発生した⁹⁾。気象庁によって、この地震は「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」と命名された。地震発生約 30 分後、最初の津波が太平洋側沿岸に到達し、10m 以上の津波が数回押し寄せた。図 2.6 に、東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループが観測した、来襲津波の浸水高および遡上高の分布^{10),11)}を示す。東北地方では広範囲に渡って 10m を超える浸水高が観測されており、特に岩手県においては全域で 20m 以上となっている。また調査結果より、北海道では 4m 程度、東京でも 2m 程度の浸水高が確認されている。警察庁の発表では、この震災による死者は 15,883 人、行方不明者は 2,676 人であり¹²⁾、内閣府によると、被害の総額は 16 兆 9 千億円と推計されている¹³⁾。

東北地方太平洋沖地震津波では、防波堤等の構造物も大きな被害を受けた。写真 2.3 と 2.4 に、八戸港と釜石港の津波前後の防波堤の状況を示す。八戸港八太郎地区北防波堤では、中央部 1540m のうちの 764m、およびハネ部 720m のうちの 664m のケーソンが津波によって倒壊した。東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会（以下、委員会と記す）の調査によると、八戸港防波堤の被災原因は、津波越流による港内側マウンドの洗掘と津

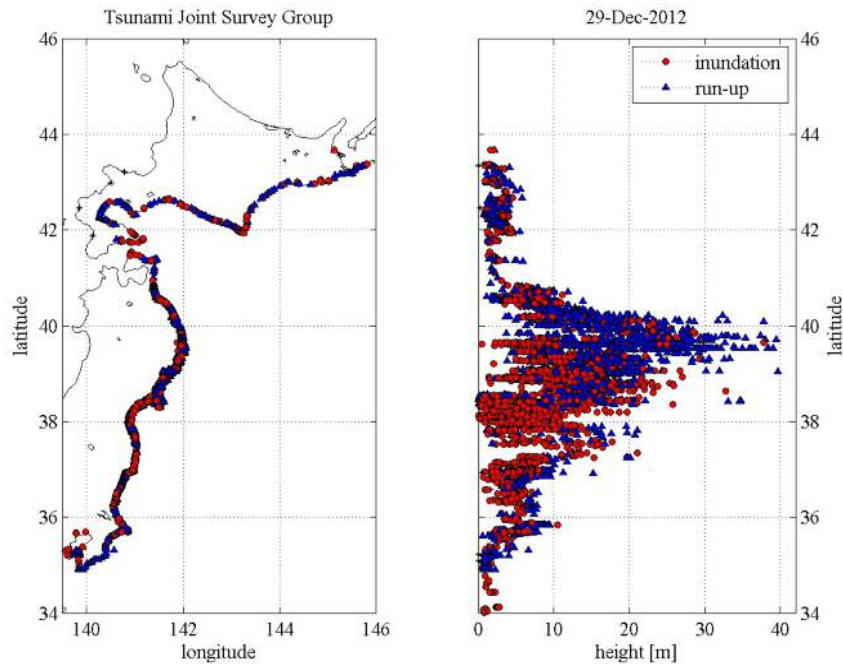


図 2.6 東北地方太平洋沖地震による津波浸水高および遡上高の分布^{10),11)}

波波力に対するケーソンの滑動抵抗力不足と示されている¹⁴⁾。津波越流によって港内側マウンドが洗掘されると、支持力不足となりケーソンは後方に転倒してしまう。一方、釜石港湾口防波堤では、北堤 990m のうちの約 8 割、および南堤 670m のうちの約 5 割が倒壊した。図 2.7 は、ナローマルチビームによる津波後の防波堤の深測データである¹⁵⁾。釜石港湾口防波堤は、1896 年に発生した三陸地震による 5.4m の津波高さに対して耐えるように設計されていたが¹⁶⁾、今回作用した津波高さは北堤で 13.64m、南堤で 12.34m であり、設計値よりもはるかに大きな津波が来襲したことになる。委員会による調査では、この湾口防波堤の被災原因も、津波越流および津波波力によるケーソンの滑動だと推定されている¹⁴⁾。

東北地方太平洋沖地震による津波災害を受けて、防波堤の耐津波設計ガイドライン（案）が国土交通省港湾局から発行された¹⁷⁾。ガイドラインでは、津波の設定について新たな考え方が導入されており、「港湾における津波対策の検討にあたっては、発生頻度の高い津波および最大クラスの津波の二つのレベルの津波を踏まえ、地域防災計画や海岸保全基本計画等を踏まえた上で、背後の構造物等の重要度に応じて、発生頻度の高い津波から最大クラスの津波までの間で設計外力としての津波を設計津波として設定する。」と記されている。さらに、設計津波を超える規模の津波に対しては、「津波の規模に応じた防波堤の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、設計津波を超える規模の津波に対しても可能な限り防波堤の全体安定性を損なわない粘り強い構造となるように、港湾の防護目標に応じて断面諸元を設定するものとする。」と記されており、「粘り強い構造」の検討を求めている。

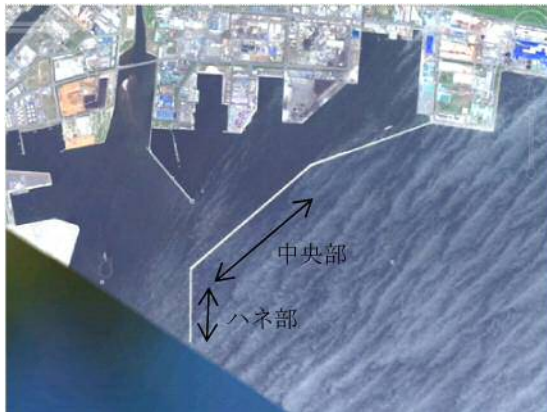


写真 2.3 八戸港八太郎地区北防波堤（左：津波前，右：津波後）



写真 2.4 釜石港湾口防波堤（左：津波前，右：津波後）

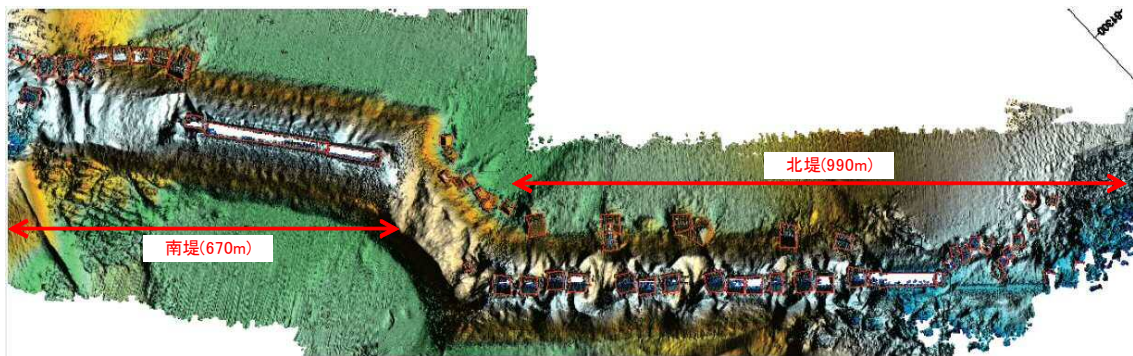


図 2.7 ナローマルチビームによる津波後の釜石港湾口防波堤深測データ
(港湾空港技術研究所資料 No.1231¹⁵⁾より抜粋)

西日本では、近い将来、東海・東南海・南海地震の発生が想定されていることから、防波堤の粘り強い構造の実現のためには、既存防波堤の工学的・経済的に合理性のある補強が重要となる。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p.，2007.
- 2) 平石哲也，平山克也，加島寛章，春尾和人，宮里一郎：偶発波浪荷重による被害例とその特性，海岸工学論文集，第 55 卷，pp.981-985，2008.
- 3) 宮田正史，吉田誠，安野浩一郎，三好俊康，三藤正明，熊谷健蔵：偶発波浪荷重を受けるケーソン式防波堤の大変形メカニズムに関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.B2-65，No.1，pp.886-890，2009.
- 4) 国土交通省北陸地方整備局：富山湾における「うねり性波浪」対策検討技術委員会報告書，2008.
- 5) 間瀬肇，安田誠宏，Tracey H.Tom，辻尾大樹：富山湾沿岸に災害をもたらした 2008 年 2 月冬季風浪の予測と追算シミュレーション，海岸工学論文集，第 55 卷，pp.156-160，2008.
- 6) 気象庁ホームページ：気象統計情報，過去の地震津波災害（平成 25 年 8 月 21 日参照），<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/higai/higai-1995.html>
- 7) 内閣府ホームページ：防災，災害対応資料集（平成 25 年 8 月 21 日参照），http://www.bousai.go.jp/kaigirep/houkokusho/hukkousesaku/saigaitaiou/output_html_1/case199301.html
- 8) 高山知司，鈴木康正，鶴谷広一，高橋重雄，後藤智明，永井紀彦，橋本典明，長尾毅，細山田得三，下迫健一郎，遠藤仁彦，浅井正：1993 年北海道南西沖地震津波の特性と被害，港研資料，No.775，225p.，1994.
- 9) 気象庁：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査報告，気象庁技術報告，第 133 号，2012.
- 10) The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group：Nationwide Field Survey of the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Series B (土木学会論文集 B2(海岸工学)), Vol.67, No.1, pp.63-66, 2011.
- 11) Nobuhito Mori, Tomoyuki Takahashi, Tomohiro Yasuda and Hideaki Yanagisawa：Survey of 2011 Tohoku earthquake tsunami inundation and run-up, *Geophysical Research Letters*, Vol.38, DOI: 10.1029/2011GL049210, 2011.
- 12) 警視庁：緊急災害警備本部平成 25 年 5 月 10 日広報資料，平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震の被害状況と警察措置.
- 13) 内閣府：防災担当平成 23 年 6 月 24 日記者発表資料，東日本大震災における被害額の推計について.
- 14) 国土交通省東北地方整備局：第 3 回東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会，

資料 3, 17p., 2011.

- 15) 高橋重雄, 他 33 名 : 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の自身・津波被害に関する調査速報, 港空研資料, No.1231, 200p., 2011.
- 16) 渡辺偉夫 : 日本被害津波総覧, 第 2 版, 1998.
- 17) 国土交通省港湾局 : 防波堤の耐津波設計ガイドライン (案), 2013.

第3章 高耐波安定性消波ブロックの開発

3.1 はじめに

四方を海に囲まれている我が国において、消波ブロックは国土保全上欠かすことのできないものであり、古くから多くの地域で利用されている。そのため、頻発する偶発波浪に対して、消波工の被災を軽減することのできる安定性の高い消波ブロックが重要となる。

安定性向上の目的で消波ブロックの重量を大きくした場合、一般的によく用いられるテトラポッド等の放射型のブロックでは、所要重量が 100t を超えるようなものが必要となる場合がある。しかしながら、このような大重量のブロックは、コンクリートの打設時間が長くなることによって打継目が発生したり、使用する重機が大きくなり地上作業員の状況が分かりづらくなったりすることから、施工や安全の面において課題がある。

そこで本章では、種々の既存ブロックの分析を行うとともに、「単体空間占有率」というブロックの安定性の傾向を計るための新たな指標を用いて、ブロック相互のかみ合わせ効果が大きく、耐波安定性に優れた新型ブロックの形状を検討する。また、新型ブロックを用いた直立堤被覆工および傾斜堤被覆工における水理模型実験により、新型ブロックの安定数算定式を提案し、消波工としての安定性および経済性について評価する。さらに、実際の施工現場を対象として、新型ブロックの製造性および施工性の評価を行う。

3.2 既存ブロックの分析

3.2.1 既存ブロックの種類と分類

世界中で使用されているコンクリートブロックは様々なものがあり、日本だけでもその種類は 100 を超えている。図 3.1 に、日本で使用されているブロックの立体図一覧を示す。

主)この一覧は「ブロック製品リスト」の一部、※印の製品の例です。
詳しくは当協会ホームページをご覧ください。(2012年7月現在)




























ブロック立体図一覧(抜粋)

[illegible]

日本消波根園ブロック協会：〒101-0054 東京都千代田区神田錦町3丁目6番地 山城第3ビル TEL 03-3295-3127 FAX 03-3295-3127 e-mail:kyoukaig@shouha.jp <http://www.shouha.jp>

図 3.1 消波根固ブロック一覧¹⁾

表 3.1 消波ブロックの分類と立体図¹⁾

放射型				中空型	有脚軸型				
									
									
									

ここでは、立体型に分類されているブロックの中から、代表的なものを 25 種類抽出し、それらを形状毎に大別した。表 3.1 に、大別したブロック立体図を示す。形状の種類は、放射型、中空型、有脚軸型の 3 種類である。ここで、放射型は中心から放射状に 4 本の脚が出ている形状、中空型はブロック内に大きな空洞を有する形状、有脚軸型は軸があってその両端に脚を持つ形状、もしくは軸があってその両端に加え軸部にも脚を持つ形状である。

3.2.2 各種数値と耐波安定性との関係

消波ブロックには、空隙率や K_D 値といった、各ブロックが持っている固有の数値が存在する。 K_D 値とは、その値が大きいほどブロックの安定性が高いとされる定数であり、詳しくは後述する。これらの数値は、ある決められた方法で同じ条件の下に算出されたものではなく、そのほとんどが各開発メーカーが独自に実験を行って算出したものであり、当然、その方法や条件は異なっている。そこでまず、これらの値から各種数値の関係性の傾向を見出すことを試みた。さらに本研究では、図 3.2 に示すような、対象とするブロックの最大の縦 L 、横 B 、高さ H の長さの直方体のうち、ブロック体積の占める割合を「単体空間占有率」と定義し、同じ条件の下に表される指標として検討に加えた。この単体空間占有率は、脚部や軸部などの部材が細長くなるほどその値が小さくなる特性を持っている。

図 3.3 に、ブロック形状の種類と K_D 値の関係を示す。横軸のブロック No. は、表 3.1 のブロック No. と対応している。放射型や中空型に比べ、有脚軸型の方がブロック相互のかみ合わせが期待でき、安定性が高いことは周知であるが、図に示すようにそれぞれの K_D 値の平均は、放射型 8.58、中空型 7.60、有脚軸型 10.45 となっており、やはり有脚軸型は安定性が高い傾向にあることがわかる。ここで、有脚軸型のブロック No.13 が突出して K_D 値が大

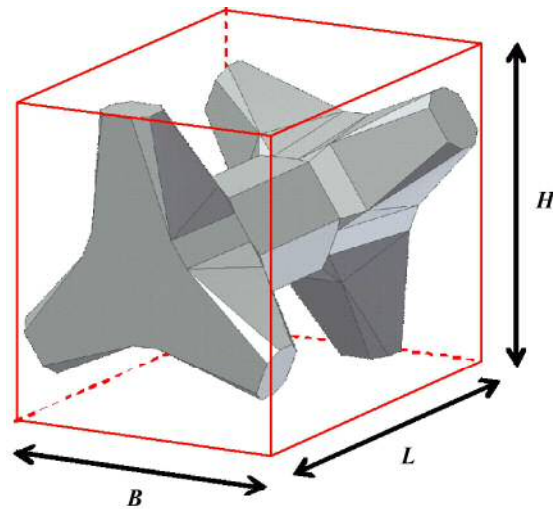


図 3.2 単体空間占有率

きいことから、平均値を押し上げていることが考えられる。そこで、このブロックを除外して有脚軸型の平均値を計算すると 9.65 であり、それでも他の種類よりも安定であることがわかる。

図 3.4 は、形状を K_D 値の大きい有脚軸型に絞り、横軸を単体空間占有率、左縦軸を K_D 値、右縦軸を脚数として値をプロットしたものである。消波ブロックは、端となる部材が先細り形状であるほど安定性が高い傾向があるようである。例えば、表 3.1 および図 3.3 の有脚軸型を見てみると、脚の太さが付け根と脚先でほとんど変わらない No.18 の K_D 値は 8.3 だが、脚先が先細り形状である No.13 と No.14 の K_D 値はそれぞれ 20 と 10 で、その値は後者の方が大きい。これは放射型も同様であり、脚の太さがほとんど変化しない No.10 および No.11 のブロックの K_D 値はそれぞれ 8.1 と 7.7 であるが、先細り形状の No.1 および No.2 の K_D 値は 9.44 と 8.5 であり、やはり前者よりも後者の方がその値は大きい。単体空間占有率は部材が細長くなるほど小さくなる傾向があるが、図 3.4 の左縦軸の K_D 値との関係を見ると、単体空間占有率が約 15% と非常に小さいブロックの K_D 値は非常に大きい、25% 以上になると K_D 値に顕著な差は見られなくなる。次に、右縦軸の端部の脚数との関係に着目してみると、単体空間占有率が 25% から 35% 程度の間でブロック毎の値に大きな開きがあり、脚数と単体空間占有率の間に有意な相関は見出せなかった。さらに、 K_D 値と脚数にも目立った相関はなかった。

その他、各種数値の関係性に傾向の現れたものとして、有脚軸型の脚数と乱積空隙率の関係を図 3.5 に示す。乱積空隙率とは、ある空間にブロックをランダムに投入していった際に生じる空隙の割合で、その値が大きいほどブロック所要個数が少なくなり、コスト縮減や省資源化に繋がるので、経済性の評価において参考になる。図を見ると、脚数が増えるほど乱積空隙率は大きくなる傾向にあることがわかる。

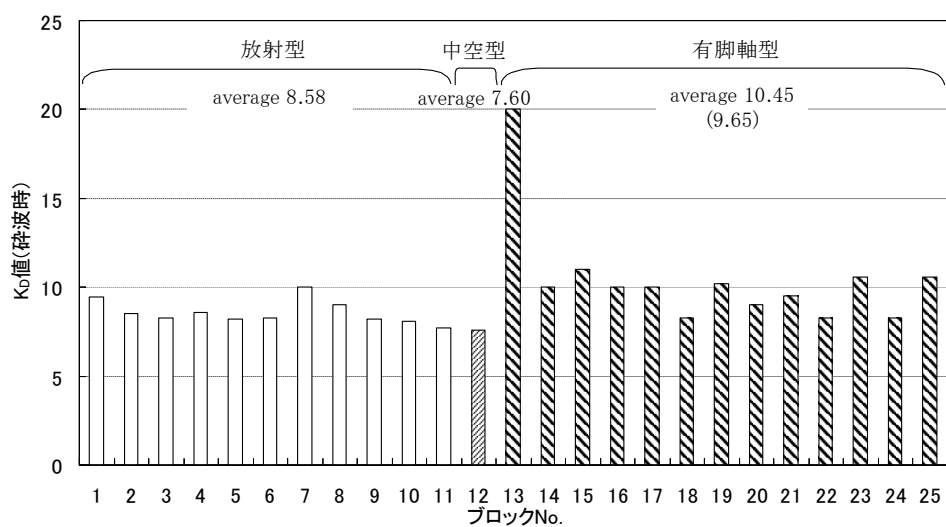


図 3.3 ブロック形状の種類と K_D 値の関係

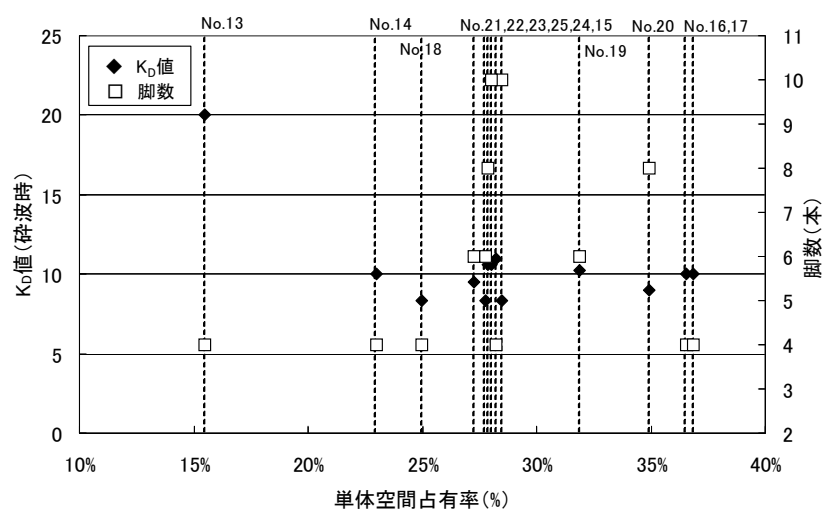


図 3.4 単体空間占有率と K_D 値および脚数の関係

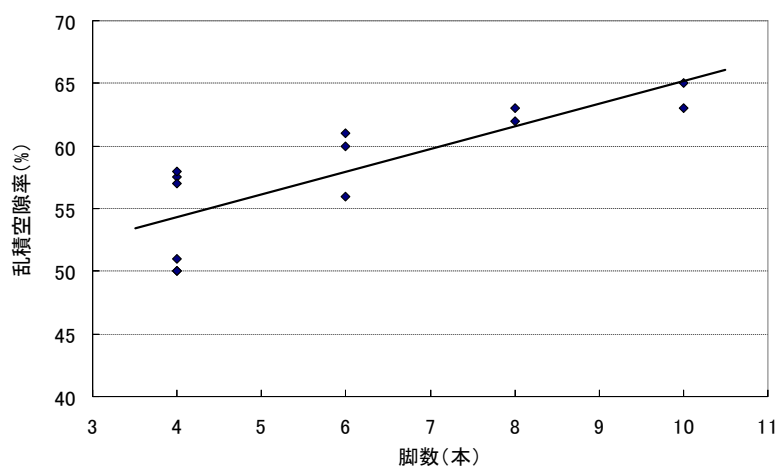


図 3.5 脚数と空隙率の関係および近似曲線

3.3 新型ブロック

前節の分析結果から得られた知見に加えて、実物の製造性、施工性を考慮し、耐波安定性に優れた新型ブロックの形状を検討した。前節の分析により、有脚軸型の安定性が高い傾向にあることから、新型ブロックの基本形状は有脚軸型とした。また、コンクリート打設時のワーカビリティを考慮し、軸部と脚部付根の断面積がほぼ同じになるように設定した。脚部については、脚が先細り形状になるほど K_D 値が大きくなる傾向があることから、新型ブロックもこれにならって脚部付根から先端にかけて細くなるような形状とした。さらに、単体空間占有率が 15% と他に比べて小さいブロックの安定性が極端に高かったことから、新型ブロックも単体空間占有率が小さくなるように脚部の太さと長さを設定した。ただし、部材が細くなりすぎると、打設時にコンクリートが回りづらい、また部材強度が弱くなるといった問題が発生する可能性がある。よって、脚部についてはこれらの問題点に注意しながら、先細り形状を確保して単体空間占有率が小さくなるように努めた。脚数については、その数が多いほど空隙率が大きくなる傾向にあるので、より多く設ける方が望ましいが、強度を確保できる大きさの脚を軸の片端に 4 本以上設けると、軸部に比べて脚部の質量が大きくなってしまい、脚部の質量が大きすぎると全体のバランスが悪くなってしまい、安定性に影響する可能性がある。そこで、脚数は軸の片端に 3 本とし、軸部と両端の脚部の重量比が 1:1 になるように設定した。

写真 3.1 および **図 3.6** に考案した新型ブロックの形状を示す。図中の寸法は、軸部の 1 辺を a とした場合の比を示している。新型ブロックは有脚軸型で、軸の両端にそれぞれ 3 本の脚を有している（以下、3-3 型ブロックと記す）。両端の 3 本の脚の内角はすべて 120° となっている。軸部の断面は正六角形であり、軸両端の脚部は左右対称ではなく 60° 位相がずれており、左右非対称となっている。軸部の太さは一定で、脚部は先細り形状となっている。さらに比較対象として、**写真 3.2** および **図 3.7** に示すような軸の両端の脚数が 2 本の形状のブロックも考案した（以下、2-2 型ブロックと記す）。2-2 型ブロックは、3-3 型ブロックと同様に軸部の断面は正六角形で一定の太さとなっている。脚部は、一端は 3-3 型ブロックの脚の 1 本を削った形状で、もう一端は 2 本の脚が 180° で直線となるような形状となっている。

上記 2 種類の新型ブロックについて水理模型実験を実施し、直立堤被覆工および傾斜堤被覆工に用いた場合の、耐波安定性および経済性の評価を行った。なお、直立堤被覆工における耐波安定性の評価については 2 種類の新型ブロックを対象とし、傾斜堤被覆工における評価については、直立堤被覆工の実験を踏まえた上で 3-3 型ブロックのみを対象とした。



写真 3.1 3-3 型ブロック
(モルタル模型)

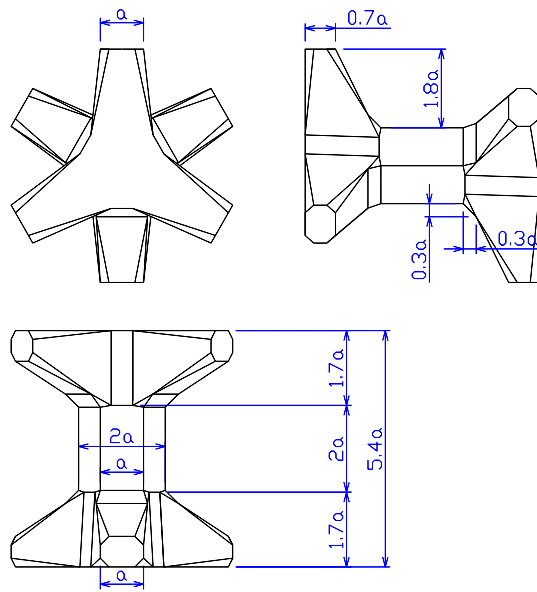


図 3.6 3-3 型ブロック単体図
(寸法は軸部の 1 辺に対する比)



写真 3.2 2-2 型ブロック

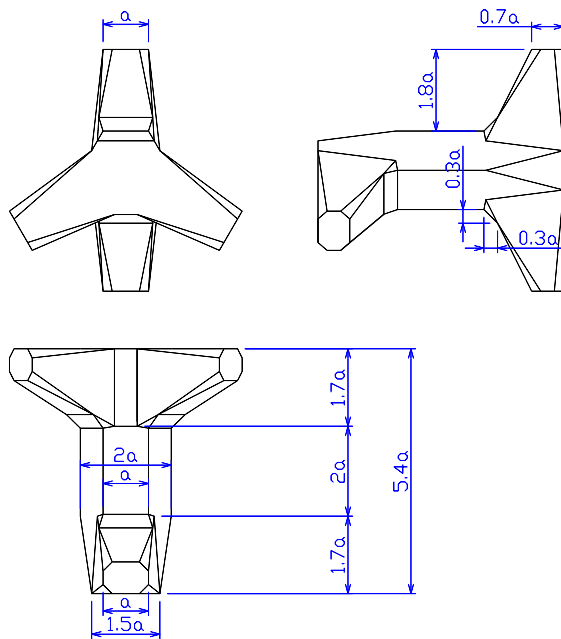


図 3.7 2-2 型ブロック単体図
(寸法は軸部の 1 辺に対する比)

3.4 直立堤新型ブロック被覆工における耐波安定性の評価

本節では，日本で多く採用されている構造形式の一つである，直立防波堤前面を全断面にわたって消波ブロックで被覆する断面について，新たに開発した 3-3 型ブロックおよび 2-2 型ブロックの水理模型実験を実施し，その耐波安定性および経済性について評価する．

3.4.1 実験条件

(1) 実験水路

実験水路は，京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの，長さ 50m，幅 1m，深さ 1.5m の 2 次元造波水路を用いた．水路の一端には，反射波吸収型不規則波装置が設置されている．写真 3.3 に水路の全景を示す．



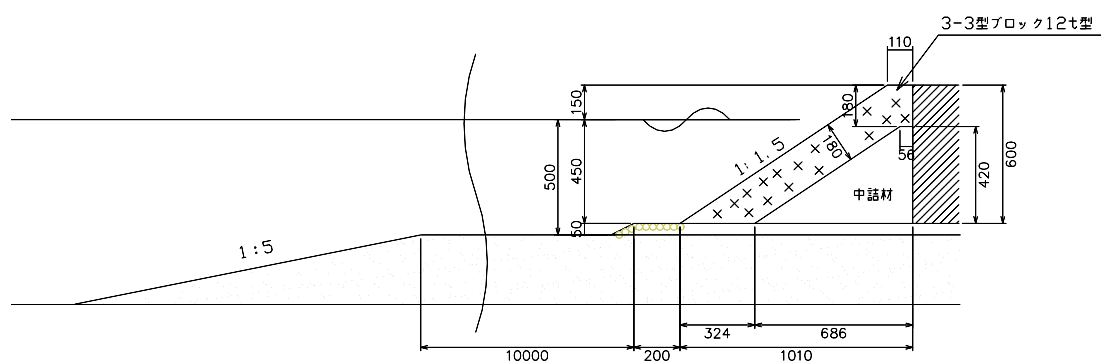
写真 3.3 2次元造波水路
(京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー)

(2) 実験断面とブロック模型

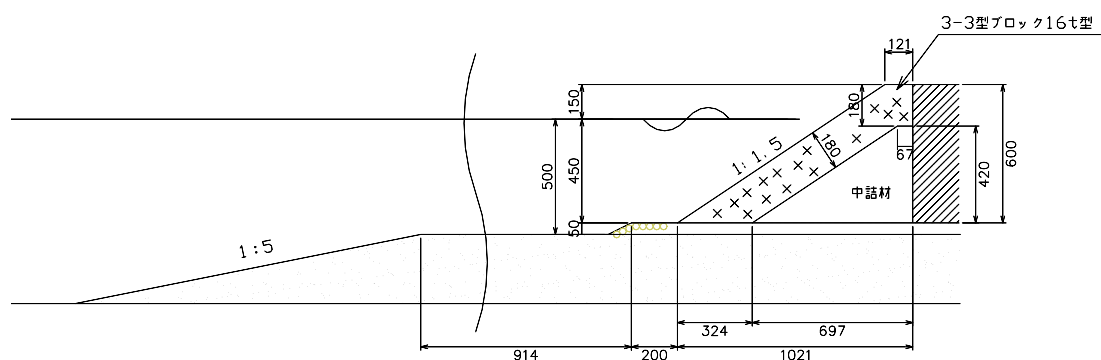
図 3.8 に実験断面を示す．実験の縮尺は 1/50 である．大水深での使用を考慮し，実スケールで水深 25m，ケーソン高さ 30m の防波堤を想定した．模型スケールでは，それぞれ 50cm と 60cm となる．ブロック斜面勾配は実施例の多い 1:1.5 を採用した．水深が十分に確保されており，海底勾配の影響はほとんどないと考えられることから，実験模型は勾配のない平坦な水平地形上に設置した．表面に十分なブロック層を設けた場合，中詰め材の空隙率をブロックと同程度にすると，全断面ブロックを積み上げた場合と同等の状態を再現することができる．そこで，中詰め材はブロックと同程度の空隙となるように自然石を

設置し，その上にブロック模型を 5～6 層程度，乱積み形式で設置した．

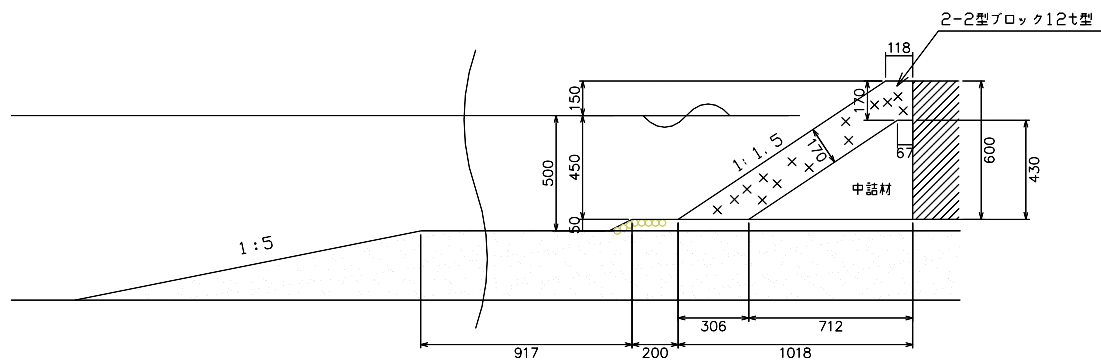
実験に使用したブロック模型は，3-3 型ブロックが 12t 型と 16t 型の 2 種類，2-2 型ブロックが 12t 型の 1 種類である．ブロック模型はモルタル製で，実際のコンクリートに合わせて比重 2.3g/cm^3 に調整している．図 3.9 に各模型の詳細図を，表 3.2 に諸元を示す．



(a) 3-3型ブロック12t型

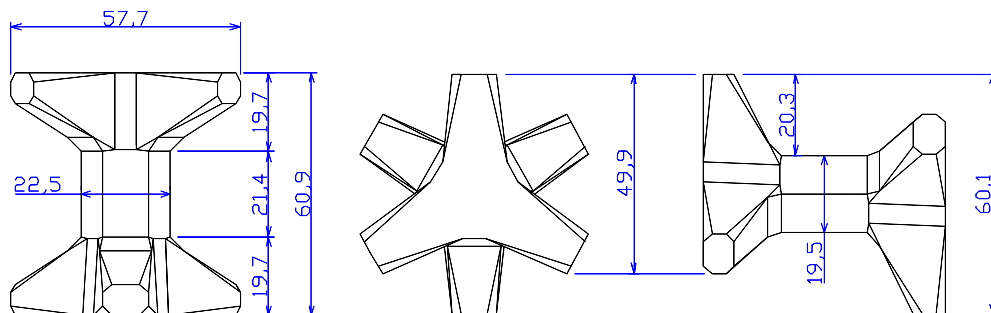


(b) 3-3型ブロック16t型

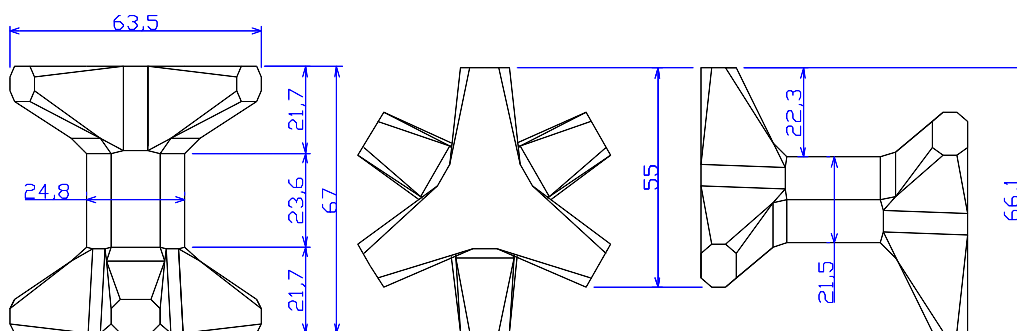


(c) 2-2型ブロック12t型

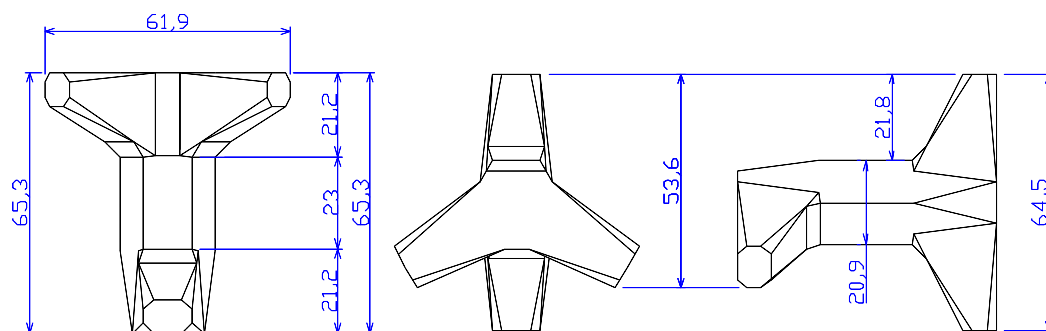
図 3.8 実験断面図 (単位 : mm)



(a) 3-3型ブロック12t型



(b) 3-3型ブロック16t型



(c) 2-2型ブロック12t型

図 3.9 モルタル模型詳細図 (単位 : mm)

表 3.2 模型緒元

ブロックタイプ	質量: W(g)	代表径: Dn(cm)
3-3型ブロック12t型	96.0	3.47
3-3型ブロック16t型	127.9	3.82
2-2型ブロック12t型	96.0	3.47

3.4.2 実験ケース

(1) 波浪条件

表 3.3 に実験ケースを示す。波浪条件は、沖波波形勾配が 0.02～0.04 となる不規則波で、スペクトル形は Bretschneider-光易型スペクトルを有する。水深が十分に確保されているため、波が模型堤体に作用するまで砕波しない条件となっている。

表 3.3 実験ケース

Case	Offshore Wave Height(cm) $(H_{1/3})_0$	Wave Steepness H/L	Significant Wave Height(cm) $H_{1/3}$	Wave period(s) $(T_{1/3})_0$
CaseH20HL4	22.83	0.04	17.63	1.7
CaseH15HL4	15.62	0.04	8.76	2.0
CaseH15HL3	13.06	0.03	12.60	2.0
CaseH15HL2	13.88	0.02	8.73	1.7
CaseH10HL4	10.29	0.04	8.69	1.3
CaseH10HL2	10.11	0.02	8.96	1.3

(2) 作用波数

本実験では、2000 波まで波を作用させた。なお、写真 3.4 に示すように、500 波、1000 波、2000 波造波後にそれぞれブロックの移動個数をカウントした。被害の判定については、ブロックの長さの 1/2～1 程度移動したものを被害とした。

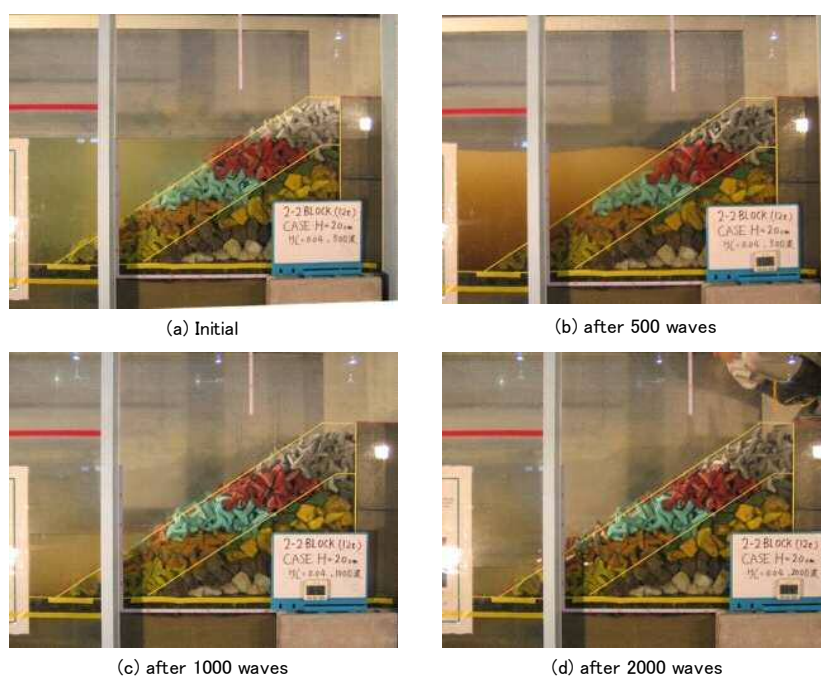


写真 3.4 ブロック移動状況 (CaseH20HL4)

3.4.3 安定数算定方法

被覆石および消波ブロックの所要質量 M の算定にあたっては、以下の Hudson 式²⁾ が用いられる.

$$M = \frac{\rho_r \cdot H^3}{K_D (S_r - 1) \cot \alpha} \quad (3.1)$$

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (3.2)$$

$$M = \frac{\rho_r \cdot H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3.3)$$

ここで、 H は波高（不規則波の場合は有義波高を用いる）、 ρ_r は被覆石あるいはブロックの密度、 S_r は被覆石あるいはブロックの水（海水）に対する比重、 K_D は主として被覆材の形状および被害率等によって決まる定数、 α は被覆法面が水平面となす角、 N_s は被覆材の形状や勾配、被害率等によって決まる安定数である．式(3.1)は、式(3.3)に式(3.2)を代入して導かれた式である．

K_D 値を用いた式(3.1)は、斜面被覆材の所要質量算定式として使用実績も多い．ただし、従来、混成堤マウンドの被覆材算定式として用いられていることや、潜堤など他の施設の被覆材についても用いられていることなどから、安定数 N_s を用いた式(3.3)の方がより一般的な式とされている．式(3.3)そのものを書きなおすと、式(3.4)のようになる．

$$N_s = H / \left\{ (S_r - 1) (M / \rho)^{1/3} \right\} = H / (\Delta D_n) \quad (3.4)$$

ここで、 Δ は $S_r - 1$ 、 D_n はブロックの代表径を表す．代表径は、ブロック体積を立方体に置き換えた場合の一辺の長さである．

直立壁の前面を、ほぼ全断面にわたって覆っている乱積み消波ブロックの安定性に関して、高橋ら³⁾ は以下の式を提案している．

$$N_s = H_{1/3} / (\Delta D_n) = C_H \left\{ a (N_{od} / N^{0.5})^c + b \right\} \quad (3.5)$$

ここで、 N_{od} は被災度で、防波堤法線方向におけるブロック代表径 D_n の断面内でのブロックの移動個数を表しており、(検査域内の移動個数) ÷ (検査域内のブロック列数) として求められる．また C_H は、碎波効果係数と呼ばれる碎波の状態を表す係数で、非碎波の場合は

$C_H=1.0$, 砕波の場合は $C_H=1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})$ である. a および b はブロックの形状や斜面勾配によって定まる係数である. N は波数を表している.

式(3.5)では, 被害の大きさについては, 被災度 N_{od} を考慮することで取り入れられる. また, 高橋ら³⁾ や Van der Meer⁴⁾, 鹿島ら⁵⁾ によると, 消波工の変形は波の作用直後に大きく, 時間の経過とともに落ち着く傾向があり, 波の継続時間の $1/2$ 乗に近似的に比例するとされている. 本研究でもそれにならい, 被害の大きさは $N_{od}/N^{0.5}$ の形で安定数算定式に取り込んだ.

3.4.4 実験結果

(1) 実験結果

波数 N と被災度 N_{od} の関係を図 3.10 に示す. 通常, 消波ブロックは施工直後の初期の段

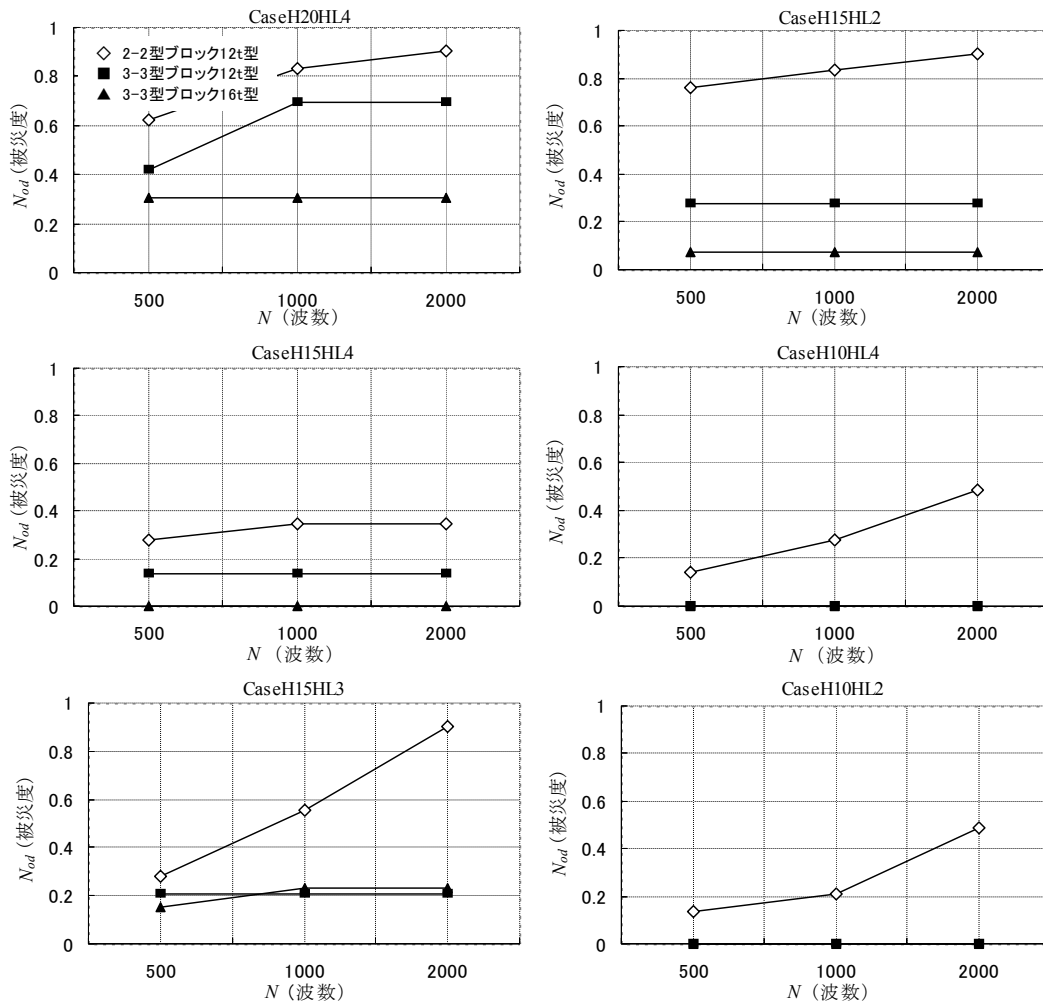


図 3.10 各ケースの波数 N と被災度 N_{od} の関係

階では，作用する波浪によって表面の不安定なブロック（隣接するブロックとのかみ合いが小さい）が崩れやすく被害が発生しやすい．しかしながら波が繰り返し作用し，ブロックが揺すられて微動を繰り返していくうちに，次第にブロック相互がかみ合って被害が少なくなっていく，安定に向かう．2-2 型ブロックの結果を見ると，波数 N の増加に伴って被災度も増加，または増加後一定となっていることから，初期に被害が多く発生し次第に少なくなっていく傾向が顕著に現れたものと考えられる．

3-3 型ブロックには波数 N の増加に伴って被災度も増加していくような傾向は見られず，被災度はほぼ一定の値を示している．このことから，3-3 型ブロックは構造的にブロック相互のかみ合わせが良く，最初に積み上げた状態でもブロックが崩れにくく安定しており，初期の安定度合いが高いことがわかる．

（2）安定数算定式

実験結果の波高とブロック代表径より求めた安定数 N_s を縦軸に，被災度を波数の 1/2 乗で割った値 $N_{od}/N^{0.5}$ を横軸に取った結果を，図 3.11 および 3.12 に示す．それぞれ 3-3 型ブロックと 2-2 型ブロックの結果である．図中の近似曲線は，係数 c を 0.2 とし³⁾，係数 a および b を最小二乗法により求めたものである．3-3 型ブロックおよび 2-2 型ブロックの安定数算定式を式(3.6)，(3.7)に示す．

3-3 型ブロック $a=2.33$, $b=2.23$

$$N_s = C_H \left\{ 2.33 \left(N_{od} / N^{0.5} \right)^{0.2} + 2.23 \right\} \quad (3.6)$$

2-2 型ブロック $a=4.60$, $b=0.64$

$$N_s = C_H \left\{ 4.60 \left(N_{od} / N^{0.5} \right)^{0.2} + 0.64 \right\} \quad (3.7)$$

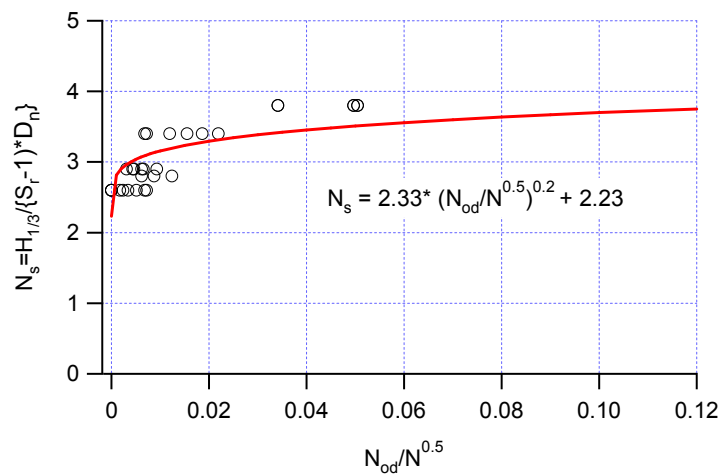


図 3.11 3-3 型ブロックの安定数と被災度の関係および近似曲線

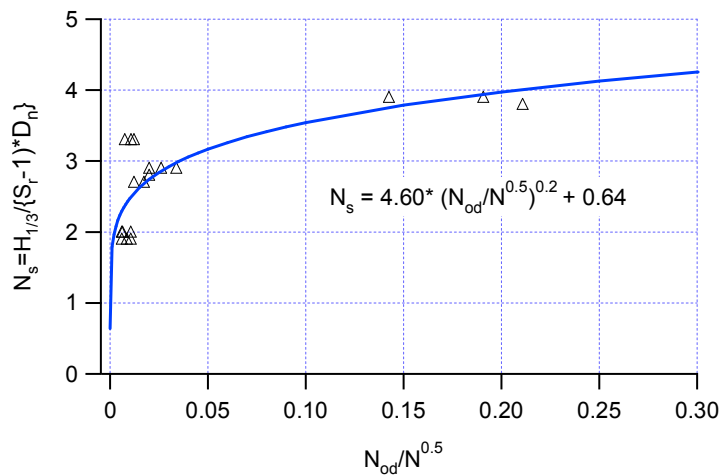


図 3.12 2-2 型ブロックの安定数と被災度の関係および近似曲線

3.4.5 安定性の評価

(1) 安定数の比較

$C_H=1.0$ (非碎波条件) として, 一般的に設計に用いられる被災度 $N_{od}=0.3$, 波数 $N=1000$ の設計条件⁶⁾を式(3.5)に代入し, 3-3 型ブロックの安定数 N_s を求めると 3.14 となる. さらにこの値を式(3.2)に代入すると, $K_D=20.6$ を得ることができる. 同様に, 式(3.6)と(3.2)から 2-2 型ブロックの K_D 値を求めると 9.8 となった. 図 3.3~3.5 に 3-3 型ブロックと 2-2 型ブロックの値をプロットしたものを, 図 3.13~3.15 に示す.

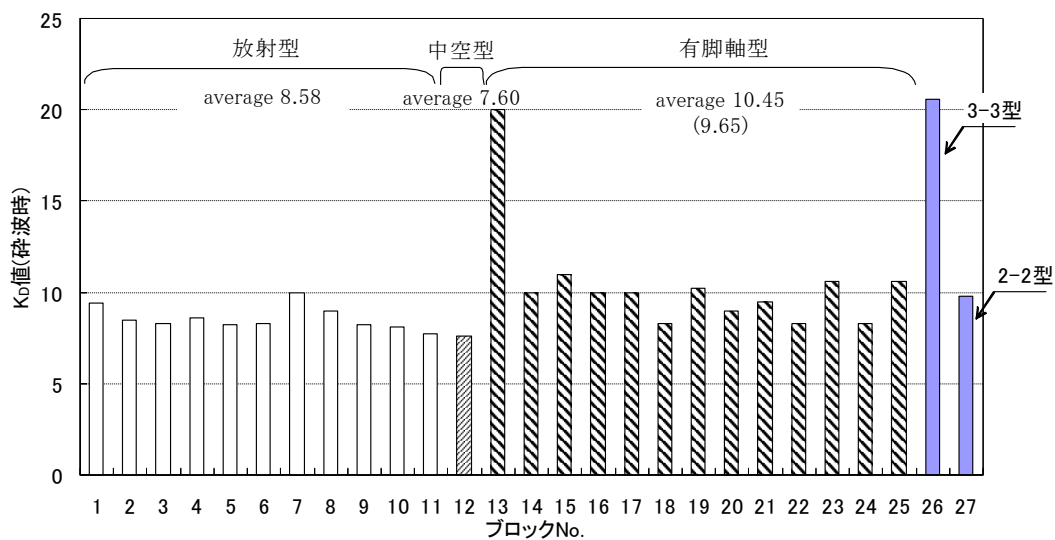


図 3.13 ブロック形状の種類と K_D 値の関係

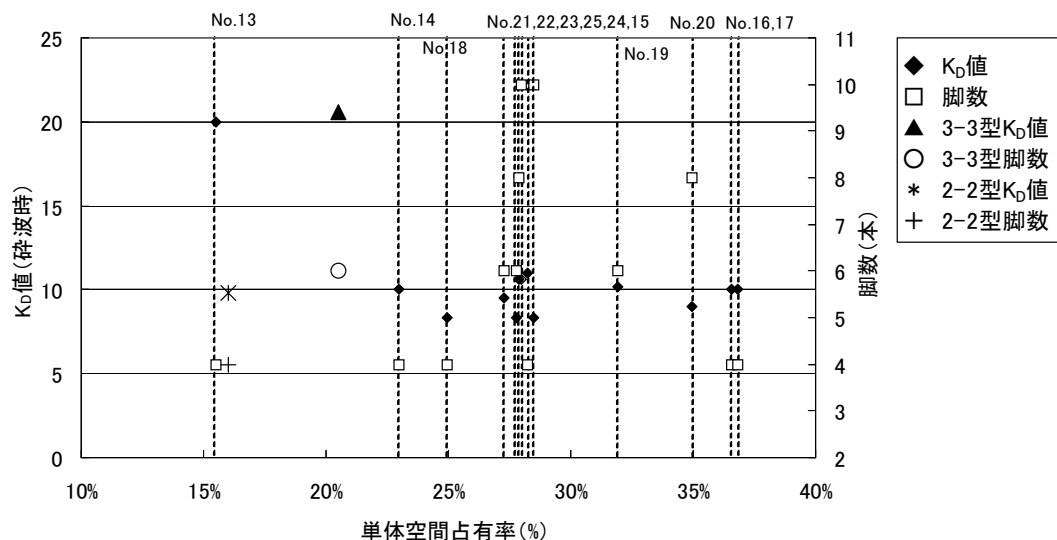


図 3.14 单体空間占有率と K_D 値及び脚数の関係

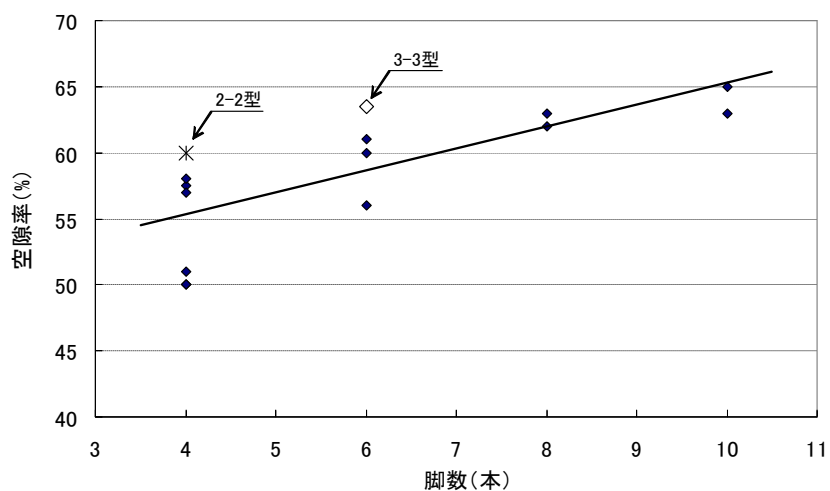


図 3.15 脚数と空隙率の関係及び近似線

式(3.1)からわかるように、 K_D 値は、その値が大きいほど所要質量が小さくなるので、安定性が高いと判断される。図 3.3 における既存の消波ブロックの中でも、突出して K_D 値の大きい No.13 のブロックの K_D 値が 20 であることから、3-3 型ブロックの K_D 値は消波ブロックの中で極めて高い値であることがわかる。No.13 のブロックはドロス (DOLOS) と呼ばれ、世界的に広く使用されている消波ブロックの一つであり、日本においても、安定性の高いブロックとして大水深の高波浪域で多く採用されている。以下では、3-3 型ブロックとドロスの比較を行う。

(2) 所要質量の比較

コンクリートの密度 ρ_r を 2.3, コンクリートと海水の比重 S_r を 2.23, ブロック斜面勾配を 1:1.5 とし、式(3.1)より設計波高 $H_{1/3}$ に対する所要質量 $M(t)$ を比較したもの図 3.16 に示す。僅かではあるが、3-3 型ブロックの所要質量はいずれの設計波高においてもドロスより小さくなっており、同等の安定性能を有していることがわかった。

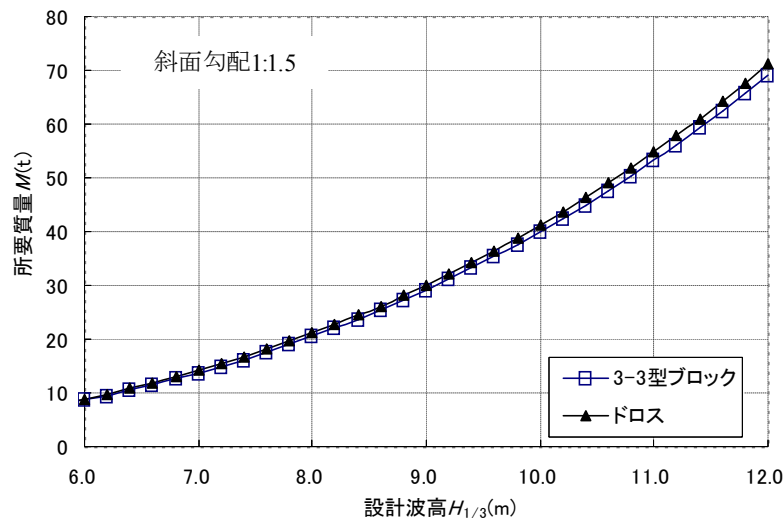


図 3.16 設計波高に対するブロック所要質量の比較

3.4.6 経済性の評価

(1) 評価方法

消波ブロックの工事費については、積算基準に基づいて必要なコストを積み上げて計算することができる。ここでは、ブロックの工事費＝製作費＋据付費とし、3-3 型ブロックとドロスの工事費を比較することで経済性の評価を行った。比較は、空立米（ブロック設置容積）あたりの工事費と、モデル防波堤を消波ブロックで全断面乱積み被覆する場合の工事費の 2 パターン実施した。

ブロックの所要個数は、各ブロックの持つ固有の数値である乱積空隙率を用いて計算することができる。式(3.8)にブロックの所要個数計算式を示す。

$$N = \frac{V(1-\phi)}{\nu} \quad (3.8)$$

ここで、 N はブロック所要個数、 V はブロック設置容積、 ϕ はブロックの乱積み空隙率、 ν

はブロック 1 個の体積である。

ブロックの所要質量は現場ごとに設計波高に対して計算されるが、3-3 型ブロックとドロスの安定性能は同等であることから、比較するブロックサイズはドロスの使用実績の多い 40t 型に統一した。図 3.17 にモデル防波堤の断面を示す。天端幅は各ブロックの設計値 (3-3 型ブロック : 6.8m, ドロス : 8.6m), 斜面勾配は 1:1.5, 防波堤高さは 15m とした。なお, 3-3 型ブロックの乱積み空隙率は 63.5%, ドロスは 57.5% である。

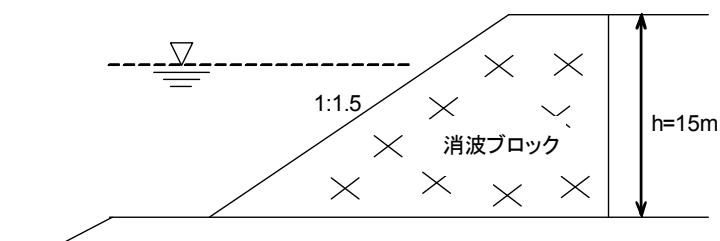


図 3.17 モデル防波堤断面

(2) 工事費の比較

i) 空立米あたりの比較結果

図 3.18 と 3.19 に、空立米あたりの所要個数および工事費の比較結果を示す。いずれの図も横軸は空立米を表しており、縦軸はそれぞれ所要個数と工事費を表している。図 3.18 の計算結果より、3-3 型ブロックとドロスの所要個数の比率は 0.83 であったことから、空立米あたりの比較において、3-3 型ブロックはドロスよりも所要個数を 17% 少なくできることがわかった。また、図 3.19 の計算結果より、3-3 型ブロックとドロスの工事費の比率は 0.76 であったことから、3-3 型ブロックはドロスに比べて工事費を 24% 軽減することができ、経済性に優れていることがわかった。

ii) モデル防波堤の比較結果

図 3.20 と 3.21 に、モデル防波堤における堤防延長あたりの所要個数および工事費の比較結果を示す。いずれの図も横軸は防波堤延長を表しており、縦軸はそれぞれ所要個数と工事費を表している。図 3.20 の計算結果より、3-3 型ブロックとドロスの所要個数の比率は 0.76 であったことから、モデル防波堤における比較において、3-3 型ブロックはドロスよりも所要個数を 24% 少なくできることがわかった。また、図 3.21 の計算結果より、3-3 型ブロックとドロスの工事費の比率は 0.69 であったことから、3-3 型ブロックはドロスに比べて工事費を 31% 軽減することができ、空立米あたりの比較と同様、経済性に優れていることがわかった。

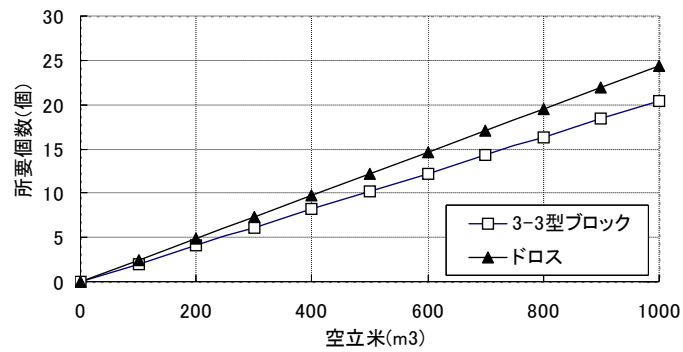


図 3.18 空立米あたりのブロック所要個数の比較

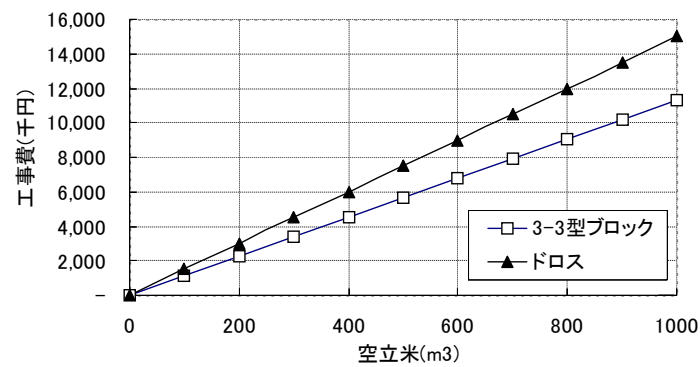


図 3.19 空立米あたりの工事費の比較

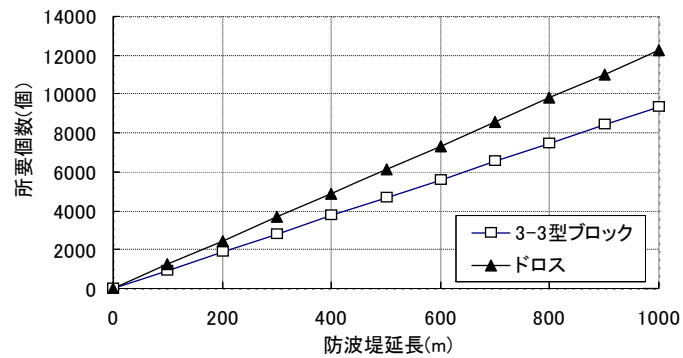


図 3.20 モデル防波堤における堤防延長に対するブロック所要個数の比較

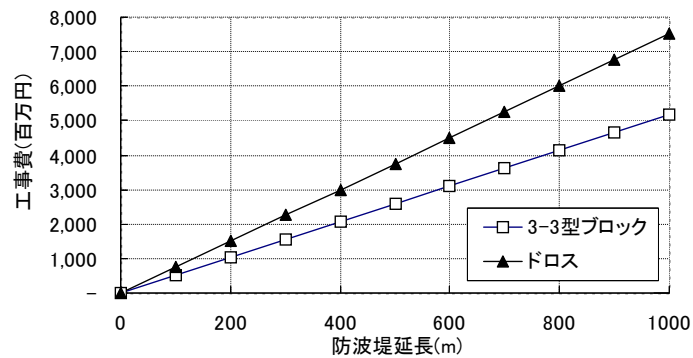


図 3.21 モデル防波堤における堤防延長に対する工事費の比較

3.4.7 補強工法としての有効性

(1) 評価方法

ここでは、既存の消波ブロック被覆堤の補強ブロックとしての有効性を検討する。既存の消波工は、全断面に同一のブロックを設置したものが主流であるが、今後は偶発波浪対策として、より安定性の高いブロックで表面を被覆することにより、構造物全体の安定性を向上させる工法が重要となる。そこで、表 3.1 の No.1 の放射型消波ブロックで形成した消波工の表層に、層厚 $2.2h$ (h はブロックの高さ) で 3-3 型ブロックを被覆した場合(ケース 1)の水理模型実験を実施し、全断面を表 3.1 の No.1 のブロックで形成した場合⁷⁾(ケース 2)との耐波安定性を比較して、補強工法としての有効性を検証した。写真 3.5 および 3.6 にそれぞれの実験状況を示す。



写真 3.5 3-3 型ブロックで被覆した断面 (ケース 1)

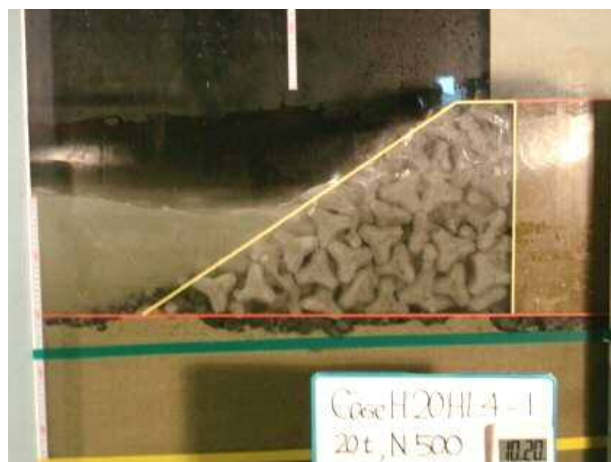


写真 3.6 全断面を放射型ブロックで形成した断面 (ケース 2)

(2) 実験条件

図 3.22 にケース 1 およびケース 2 の実験断面を示す．実験縮尺は 1/50 である．両ケースとも水深およびケーソン高さは，上述の 3-3 型ブロックの水力模型実験と同じである．ケース 1 の放射型消波ブロック消波工は，16t 型の模型を用いた．また，被覆に使用した 3-3 型ブロックは，図 3.9 の(a)，(b)に示した 12t 型と 16t 型の 2 種類である．ケース 2 に用いた模型は，ケース 1 の消波工を形成したものと同じ 16t 型の模型である．実験で作用させた波浪は，表 3.3 に示した 3-3 型ブロックの水力模型実験の波浪諸元と同程度であり，作用波数についても同様に 2000 波まで波を作用させた．

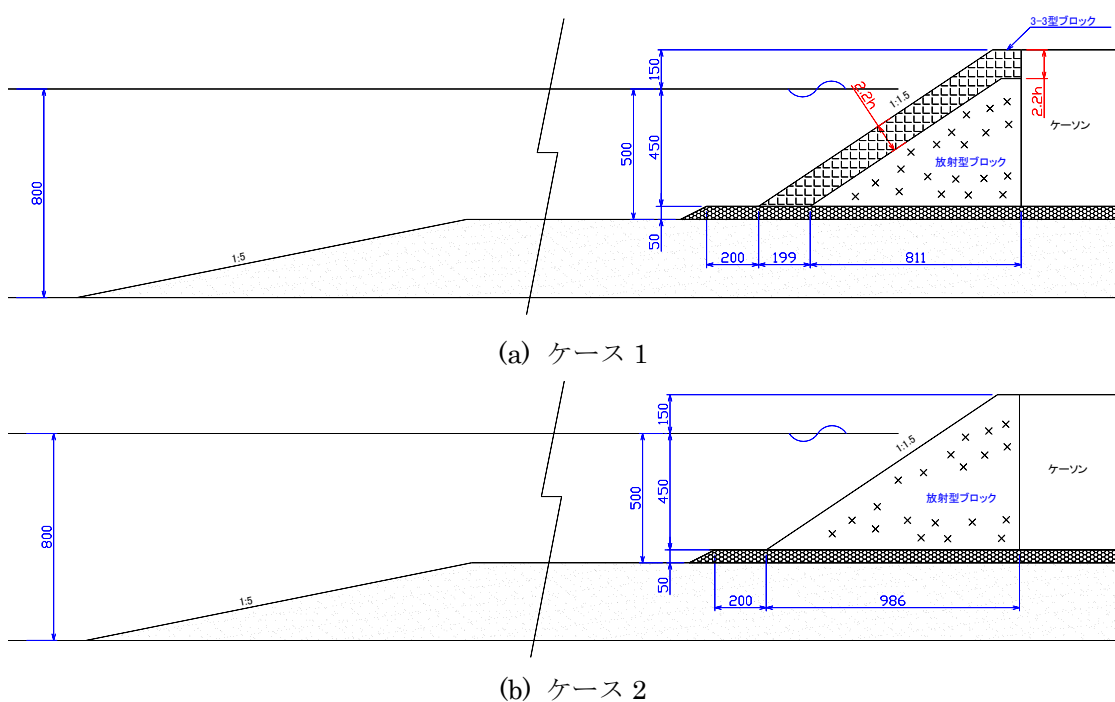


図 3.22 各ケースの実験断面（単位：mm）

(3) 安定数と所要質量の比較

実験結果の波高とブロック代表径より求めた安定数 N_s を縦軸に，被災度を波数の 1/2 乗で割った値 $N_{od}/N^{0.5}$ を横軸に取った結果を図 3.23 に示す．図中の曲線は，最小二乗法で求めた近似曲線で，実線はケース 1，破線はケース 2 の結果を表している．それぞれの安定数算定式を，式(3.9)および(3.10)に示す．

ケース 1

$$N_s = 2.33 \left(N_{od} / N^{0.5} \right)^{0.2} + 2.38 \quad (3.9)$$

ケース 2

$$N_s = 2.46 \left(N_{od} / N^{0.5} \right)^{0.2} + 1.38 \quad (3.10)$$

被災度 N_{od} を 0.3, 波数 N を 1000 として安定数 N_s を計算すると, ケース 1 は $N_s=3.29$, ケース 2 は $N_s=2.34$ がそれぞれ得られた. この N_s 値を式(3.3)に代入し, 設計波高 $H_{1/3}$ における所要重量 M を比較した結果を図 3.24 に示す. ケース 1 とケース 2 の所要質量の比は 0.36 であり, ケース 1 は非常に高い安定性能を有していることがわかった.

このように, より安定性の高いブロックで表層を被覆することによって, 既存消波工の耐波安定性を格段に高めることができ, さらに将来的な被災も抑制できると推察されることから, ライフサイクルコストを考えると経済的になる可能性も高いと考えられる.

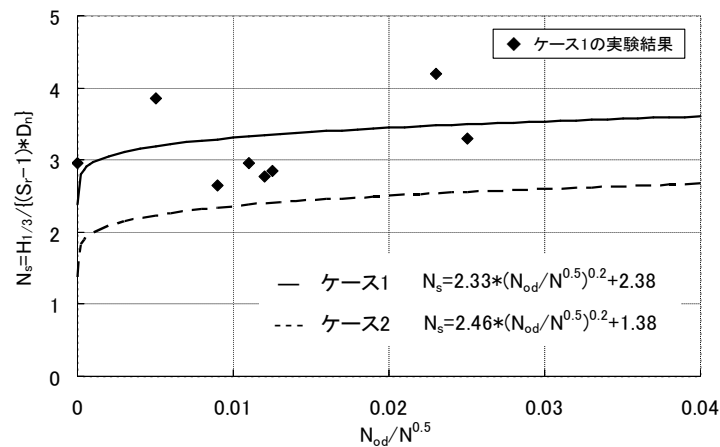


図 3.23 ケース 1 とケース 2 の比較

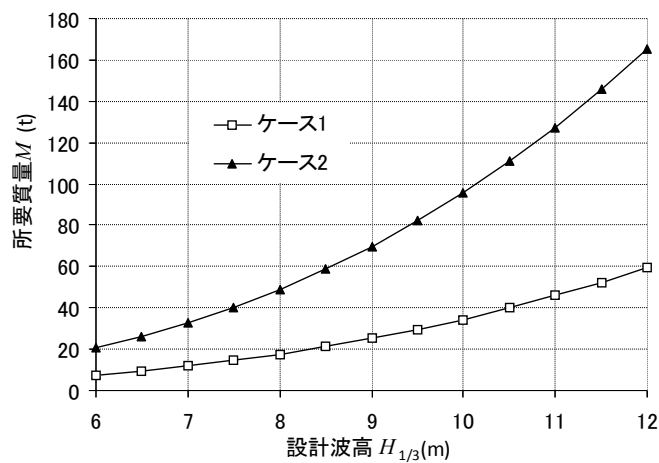


図 3.24 設計波高 $H_{1/3}$ に対するブロック所要質量の比較

3.5 傾斜堤新型ブロック被覆工における耐波安定性の評価

本節では，防波堤として世界的に広く使用されている構造形式の一つである，捨石マウンドを2層の消波ブロックで被覆する断面について，3-3型ブロックを用いた水理模型実験を実施し，耐波安定性および経済性について評価する。

3.5.1 実験条件

(1) 実験水路

実験水路は，ベトナム水資源大学海洋海岸工学部 (Vietnam Water Resources University, Faculty of Marine and Coastal Engineering) の，長さ40m，幅1m，深さ1.2mの2次元造波水路を用いた。写真3.7に水路の全景を示す。



写真 3.7 2次元造波水路
(ベトナム水資源大学)

(2) 実験断面

図3.25に実験断面を示す。実験の縮尺は1/50である。前節と同様，模型は勾配のない平坦な水平地形上に設置し，水深は52cmから55cmとした。粒径2cm内外の砕石で傾斜堤を形成し，その前面を2層の3-3型ブロックで被覆した。傾斜堤高さは90cmで，作用した波が越波しないように努めた。ブロック斜面勾配は実施例の多い1:1.5を採用し，法先に根固工を設けた。ブロック模型は，図3.9(b)の3-3型ブロック16t型を使用した。ブロック模型は一度実験を経験しているため，僅かではあるが質量が軽くなっている可能性がある。

そのため、ブロック質量については、任意に抽出した 50 個の平均質量を採用した。本実験の模型緒元を表 3.4 に示す。

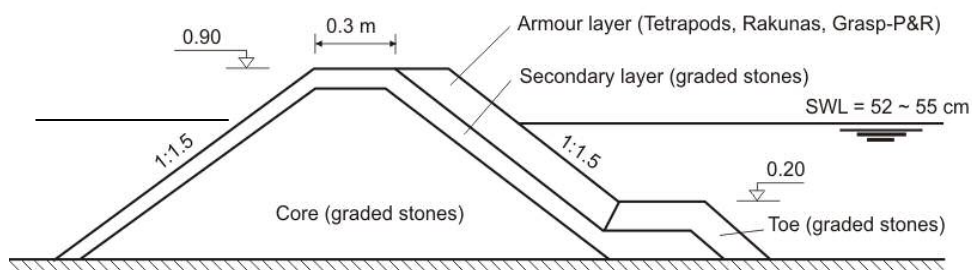


図 3.25 実験断面図

表 3.4 模型緒元

ブロックタイプ	50個の平均質量: $W_{50}(g)$	代表径: $D_n(cm)$
3-3型ブロック16t型	126.5	3.80

3.5.2 実験ケース

(1) 波浪条件

実験ケースを表 3.5 に示す。波浪条件は、沖波波形勾配が 0.015~0.05 となる不規則波で、スペクトル形は JONSWAP 型スペクトル ($\gamma=3.3$) を有する。

表 3.5 波浪条件

ケース	$H_{1/3}(m)$	$T_{1/3}(s)$	H/L	水深(m)
GP-H12T25	0.140	2.50	0.014	0.52
GP-H15T15	0.162	1.50	0.046	0.52
GP-H15T20	0.168	2.07	0.026	0.52
GP-H15T25	0.168	2.50	0.017	0.52
GP-H17T18	0.178	1.80	0.035	0.52
GP-H17T20	0.179	2.07	0.027	0.52
GP-H17T25	0.180	2.50	0.018	0.52
GP-H20T20	0.191	2.07	0.029	0.52
GP-H20T25	0.191	2.50	0.020	0.52
GP-H20T30	0.197	3.00	0.014	0.55
GP-H22T22	0.202	2.20	0.027	0.55
GP-H22T25	0.197	2.50	0.022	0.55
GP-H22T27	0.199	2.70	0.020	0.55
GP-H25T25	0.211	2.50	0.018	0.55

(2) 作用波数

実験では、波数 N は 3000 波まで作用させた。なお、写真 3.8 に示すように、500 波、1000 波、2000 波、3000 波造波後に、それぞれブロックの移動個数をカウントした。被害の判定については、ブロックの長さの $1/2 \sim 1$ 程度移動したものを被害とした。



(a) 造波前



(b) 500 波造波後



(c) 1000 波造波後



(d) 2000 波造波後



(e) 3000 波造波後

写真 3.8 ブロック移動状況 (GP-H15T15)

3.5.3 安定数算定方法

傾斜堤の前面を2層の乱積みで被覆したテトラポッドの安定性に関して、Van der Meer⁸⁾は以下の式を提案している.

$$N_s = H/(\Delta D_n) = \left\{ 3.75(N_{od}/N^{0.5})^{0.5} + 0.85 \right\} (H/L)^{-0.2} \quad (3.11)$$

ここで、 H は波高（不規則波の場合は有義波高を用いる）、 S_r はブロックの水（海水）に対する比重、 D_n はブロックの代表径、 N_{od} は被災度、 N は波数、 H/L は波形勾配である. 式(3.11)では、テトラポッドの安定性に対する周期の影響を波形勾配の形で取り入れている.

同じテトラポッドについて、構造形式は異なるが、不透過の直立壁前面をほぼ全断面にわたって乱積みで被覆した場合の安定性に関して、Hanzawa *et al.*⁹⁾は以下の式を提案している.

$$N_s = H/(\Delta D_n) = 2.32(N_{od}/N^{0.5})^{0.2} + 1.33 \quad (3.12)$$

式(3.12)では、実験データを検証した結果、波形勾配の値が0.02から0.04の範囲ではその値が安定数に及ぼす影響を無視できるとして、波形勾配の影響は安定数算定式に取り入れていない.

式(3.11)、(3.12)ともに、被害の大きさについては $N_{od}/N^{0.5}$ の形で取り入れている. 前節の直立堤被覆工の安定数評価においても同様の形を採用したことから、本研究においてもこの形で被害の大きさを安定数算定式へ取り込むこととした.

3.5.4 実験結果

(1) 実験結果と安定数算定式

図3.26に実験結果を示す. 縦軸は安定数 N_s を、横軸は $N_{od}/N^{0.5}$ を表している. 安定数算定式に関して、同じ傾斜堤の2層乱積み被覆形式である式(3.11)での評価を試みたが、安定数の波形勾配への依存性がなかったことから、式(3.11)ではなく式(3.12)を使ってうまく評価することができた. 図中の近似曲線は、式(3.12)における係数2.32と1.33を変数として最小二乗法により求めたものである. 式(3.13)に得られた安定数算定式を示す.

$$N_s = 4.36(N_{od}/N^{0.5})^{0.2} + 2.10 \quad (3.13)$$

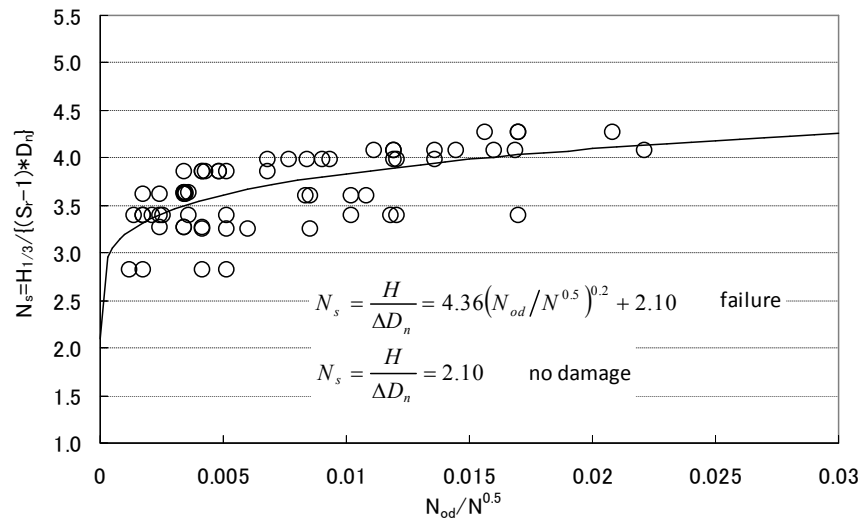


図 3.26 実験結果と近似曲線

(2) 波形勾配と安定数の関係

図 3.27 は、波形勾配 H/L と安定数 N_s の関係を表したものである。黒い四角は被災度 $N_{od} > 0.5$ で、白抜きの丸は被災度 $N_{od} \leq 0.5$ の結果をプロットしたものである。破線はそれぞれ、 $N_{od}=1.0$ と 0.25 のときの安定数 N_s を示している。それぞれの安定数は、若干のばらつきはあるものの波形勾配によらず一定と見てとれる。Van der Meer[®] のテトラポッド（放射型形状）の実験では、安定数への波形勾配の影響があったことを考えると、3-3 型ブロックにおいては、有脚軸型という形状特性が波形勾配への依存性がないことに関係しているものと推察される。

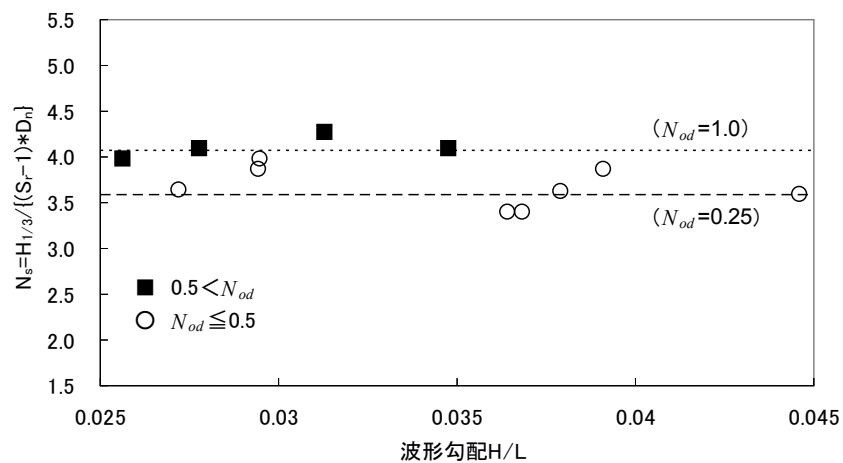


図 3.27 波形勾配と安定数の関係

3.5.5 安定性の評価

(1) 安定数の比較

実験結果から得られた 3-3 型ブロックの安定数算定式を用いて、他ブロックとの安定数を比較する。ここでは、世界的に広く利用されているテトラポッドとドロスを対象とした。テトラポッドについては、Van der Meer が提案している傾斜堤の被覆 2 層乱積みの安定数算定式である、式(3.11)を使用した。ドロスについては、日本で使用されている安定数算定式¹⁰⁾を使用した。式(3.14)にドロスの安定数算定式を示す。

$$N_s = 3.88(N_{od}/N^{0.5})^{0.2} + 1.58 \quad (3.14)$$

安定数の計算条件は 4 ケース設定した。1 つは、傾斜堤形式の防波堤で世界的に使用例の多い、被災度 $N_{od}=1.5$ 、波数 $N=3000$ 、波形勾配 $H/L=0.04$ である。残りの 3 つは、日本で一般的な設計に用いられる $N_{od}=0.3$ 、 $N=1000$ に対して、 $H/L=0.02$ 、 0.03 、 0.04 をそれぞれ設定した。表 3.6 に計算条件および計算結果を示す。

計算の結果、3-3 型ブロックの安定数は、今回のケースにおいてはテトラポッドに比べて 1.46～1.65 倍、またドロスに比べると、およそ 1.23 倍の安定数を有していることがわかった。一般的に有脚軸型のブロックは、放射型のブロックに比べるとブロック同士のかみ合いが強く安定性が高い。これは写真 3.9 に示すように、放射型ブロックは隣り合う 2 つのブロックだけではかみ合うことができないが、有脚軸型ブロックは脚同士が引っ掛かるので

表 3.6 安定数の計算条件と計算結果

ケース	設計条件		安定数 N_s		
			3-3型ブロック	ドロス	テトラポッド
1	被災度 $N_{od}=$	1.5	4.2	3.4	2.7
	波数 $N=$	3000			
	波形勾配 $H/L=$	0.04			
	テトラポッドを1とした比率		1.56	1.26	1.00
2	被災度 $N_{od}=$	0.3	3.8	3.1	2.6
	波数 $N=$	1000			
	波形勾配 $H/L=$	0.02			
	テトラポッドを1とした比率		1.46	1.19	1.00
3	被災度 $N_{od}=$	0.3	3.8	3.1	2.4
	波数 $N=$	1000			
	波形勾配 $H/L=$	0.03			
	テトラポッドを1とした比率		1.58	1.29	1.00
4	被災度 $N_{od}=$	0.3	3.8	3.1	2.3
	波数 $N=$	1000			
	波形勾配 $H/L=$	0.04			
	テトラポッドを1とした比率		1.65	1.35	1.00

※小数点2桁目以下切り捨て

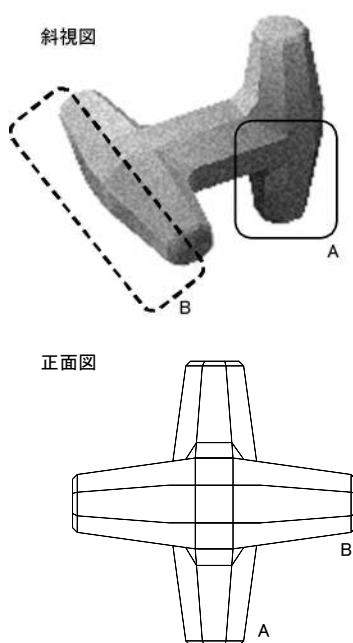


(a) 放射型ブロック

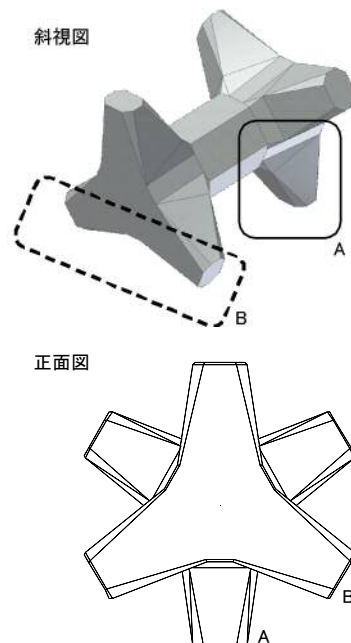


(b) 有脚軸型ブロック

写真 3.9 隣り合う 2 つのブロックのかみ合わせ



(a) ドロス



(b) 3-3 型ブロック

図 3.28 ドロスと 3-3 型ブロックの形状

隣り合う 2 つのブロックだけでかみ合いの効果が得られる（インターロッキング効果）ためである．有脚軸型の 3-3 型ブロックと放射型のテトラポッドとの安定数の差には，このブロック同士のインターロッキング効果の違いが顕著に現れたものと考えられる．

一方，ドロスも有脚軸型だが，安定数については 3-3 型ブロックの方が 2 割程度大きい．これは，3-3 型ブロックは軸の両端の脚部が下の層とかみ合いを持っていることが有効に働いたものと考えられる．図 3.28 に示すように，軸の両端の脚部のうち一方（図中の実線で囲った方：A 端）は，いずれのブロックも下の層に刺さるような真下に向く脚を持っている．しかしながらもう一方（図中の破線で囲った方：B 端）は，3-3 型ブロックは斜めに伸びた

2本の脚が下の層とかみ合うことができるが、ドロスはB端の2本の脚が 180° となる形状であり、下の層に対して平行となるためかみ合うことができない。両者の安定数には、このかみ合いの能力の違いが少なからず影響しているものと考えられる。

図3.29は、3-3型ブロック、ドロス、テトラポッドの $N_{od}=0$ （被害ゼロ）と $N_{od}=1.5$ のときの波形勾配 H/L と安定数 N_s の関係を示したものである。それぞれの安定数は、3-3型ブロックは式(3.13)を、ドロスは式(3.14)を、テトラポッドは式(3.11)を使って計算した。 $N_{od}=0$ は被害のスタート地点であり、 $N_{od}=1.5$ はある程度の被害が発生した状態を表している。 $N_{od}=1.5$ における安定数 N_s をみると、3-3型ブロックは4.22で一定値、ドロスも3.47で一定値、テトラポッドは2.68から3.69の間で変化している。よって、3-3型ブロックは同じ被災を許容するにあたっての安定性が高いことがわかる。また、 $N_{od}=1.5$ を被災限界とした場合、テトラポッドは波形勾配が大きくなると被災限界に達する安定数が低下していくが、3-3型ブロックは安定数が波形勾配に依存しないため、高い安定数を維持している。次に $N_{od}=0$ と $N_{od}=1.5$ における N_s 値の幅（被害の幅）を計算すると、3-3型ブロックが2.1、ドロスが1.9、テトラポッドが1.1~1.6となっており、3-3型ブロックが最も大きく、テトラポッドに比べると1.5倍程度ある。被害の幅について、同じ波高でブロックの被害が始まった場合、この幅が狭いとわずかな波高の増大で被災限界に達してしまうが、広いと被災限界に達するまでの波高の増加幅が大きいことを意味している。3-3型ブロックは被害の幅が非常に大きいことから、構造的に崩れにくく高い安定性能を有していることがわかる。

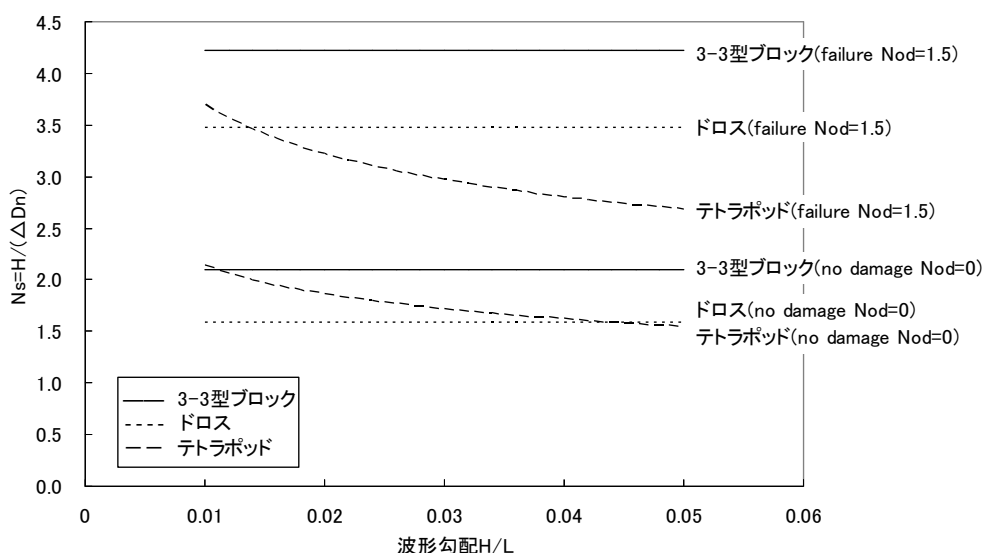


図 3.29 $N_{od}=0$ と $N_{od}=1.5$ のときの波形勾配と安定数の関係

(2) 所要質量の比較

表 3.6 で計算された、世界的に採用例の多いケース 1 の条件における安定数を使用し、コ

ンクリート密度 $\rho_r = 2.3 \text{ t/m}^3$ ，コンクリートの海水に対する比重 $S_r = 2.23$ として，式(3.3)より設計波高 $H_{1/3}$ に対する所要質量 M を計算した結果を図 3.30 に示す．3-3 型ブロックは，テトラポッドの 30%，ドロスの 50%の質量で同等の安定を得られることがわかった．

ただし，比較的大きな被災度を採用した場合，許容される被害の程度も大きくなることから，実設計において適切な Safety Factor (S.F.) を考慮することが重要である．Van der Meer¹¹⁾ は，立方体の方塊ブロックやテトラポッドについて実験から得られた安定数に対して $S.F.=1.3 \sim 1.7$ 程度を考慮しており，テトラポッドの設計安定数として $N_s=2.2$ ($S.F.=1.3$) を提案している．3-3 型ブロックとドロスについても，実設計にあたっては同様に安全率を考慮する必要がある． $S.F.=1.3$ を考慮した場合の，設計波高に対する所要質量を計算した結果を図 3.31 に示す．安全率を考慮した場合においても，3-3 型ブロックはテトラポッドの 32%，ドロスの 50%の質量で同等の安定を得られることがわかった．

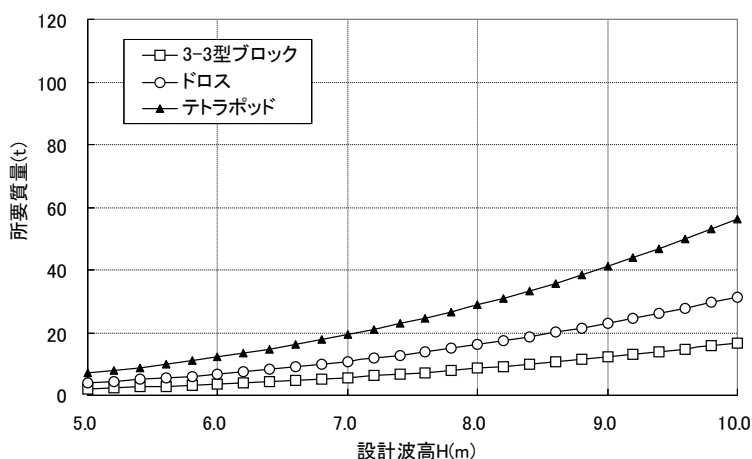


図 3.30 設計波高に対する所要質量の比較

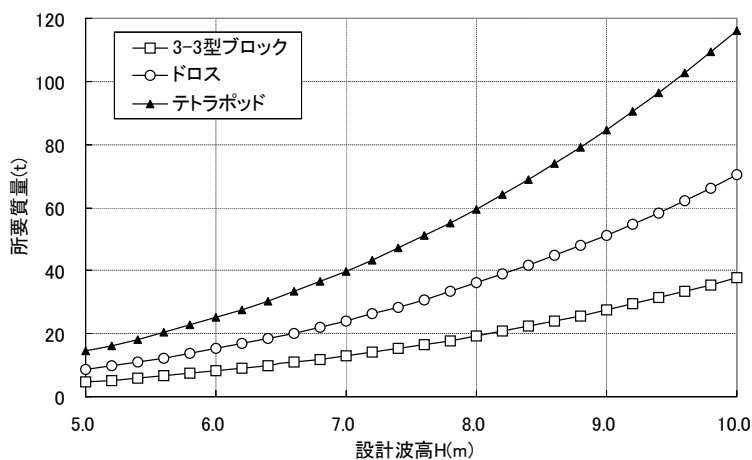


図 3.31 安全率を考慮した場合の所要質量の比較

3.5.6 経済性の評価

一般的な設計においてコストを比較する場合、求められた所要質量に対応する各ブロックの規格（サイズ）についてコンクリートの価格やブロック製作費、運搬費、据付費等を積算して行う。ただし、比較するブロックの安定数が大きく異なる場合は、設計波高に対する所要質量も同様に差が大きくなるため、想定する断面によって結果が異なってしまう。そこで、ブロック規格を同じとした場合の各ブロックの空立米あたりの所要個数を計算し、その所要個数に対する工事費（＝製作費＋据付費）を比較することで経済性の評価を行った。ここで、ブロック製作費について、3-3型ブロックやドロスはインターロッキング効果によって高い安定性能を維持するため、かみ合い部の部材にかかる力が大きくなることから、鉄筋を配する構造となっている。しかしながら、本比較においてはブロック規格を統一しており、安定性能の差は考慮しないことから、ブロック製作費に鉄筋の費用は含めないものとした。また、ブロックの所要個数は式(3.8)を使って計算した。

3種類のブロックで規格が揃っている50t型を対象として、空立米あたりの各ブロックの所要個数を計算した結果を図3.32に示す。ここで、それぞれのブロックの乱積空隙率は、3-3型ブロックが63.5%、ドロスが57.5%、テトラポッドが50%である。3-3型ブロックとドロスの比較については図3.18と同じだが、ブロックサイズが40t型と50t型で異なっている。本比較結果における比率は0.83であり、ブロック規格が異なっても3-3型ブロックはドロスに比べて所要個数を少なくできることがわかった。また、3-3型ブロックとテトラポッドとの比較については比率0.65であり、35%も所要個数を軽減できることがわかった。図3.33に空立米あたりの工事費の比較を示す。3-3型ブロックとドロス、および3-3型ブロックとテトラポッドの工事費の比率はそれぞれ0.85と0.77であり、3-3型ブロックは経済性に優れていることがわかった。

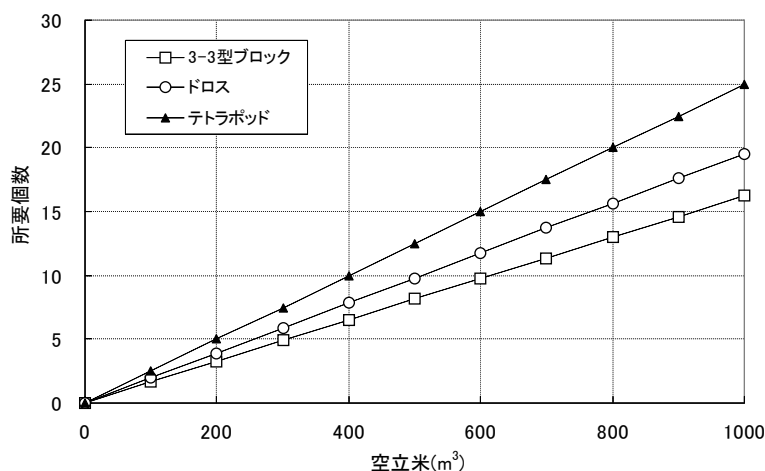


図 3.32 空立米あたりのブロック所要個数の比較

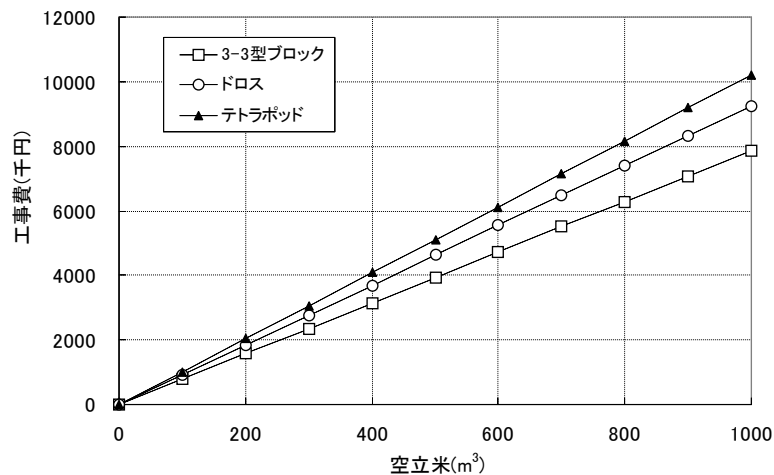


図 3.33 空立米あたりの工事費の比較

3. 6 高耐波安定性消波ブロックの製造性および施工性の評価

新しい消波ブロックを開発した場合，安定性等の性能評価に加え，実物の製造性や施工性等の評価も非常に重要である．性能は申し分ないものであっても，実際にそのブロックを実施するにあたって，製造や施工に従来工法の 2 倍や 3 倍の労力と時間を要するものであれば，有益とは考えにくい．安定性等の性能については，様々な模型実験によって評価することができる．しかしながら，製造性や施工性については，縮尺模型での評価は困難であり，実物を確認する他に方法はない．そこで本節では，本研究で開発した高耐波安定性消波ブロックについて，実際に施工された現場を対象とし，実物の製造性および施工性の評価を行う．

3. 6. 1 対象現場

高耐波安定性消波ブロックは実際に施工されており，その対象現場は新潟県佐渡市北狄（きたえびす）漁港である．北狄漁港は，佐渡島の西側に位置する第 1 種漁港であり，佐渡市によって管理されている．北狄漁港の全景を写真 3.10 に示す．

北狄漁港では港内への波浪の侵入を防ぐため，漁港入り口の沖に島防波堤が建設されている．しかしながら，近年の台風の大型化によって設計波以上の波浪が作用しており，島防波堤のケーソンが滑動する被害が発生していた．このケーソンに作用する波浪を軽減するため，高波浪に耐え得る消波ブロックの設置が検討され，本研究で開発した高耐波安定性消波ブロックが採用された．本現場で使用されたのは，40t 型と 50t 型の高耐波安定性消波ブロックで，2010 年から 2012 年の 3 年間で合計 512 個のブロックが製作された．



写真 3.10 ブロック施工前の北狄漁港の全景

3.6.2 製造性の評価

(1) 製造フロー

図 3.34 に、高耐波安定性消波ブロックの製造フローを示す。ブロックの製造は、大きく分けてブロックの製作と鉄筋の組立の 2 つに分類されるが、ここではブロックの製作に着目し、特に破線で囲った工程について評価を行う。

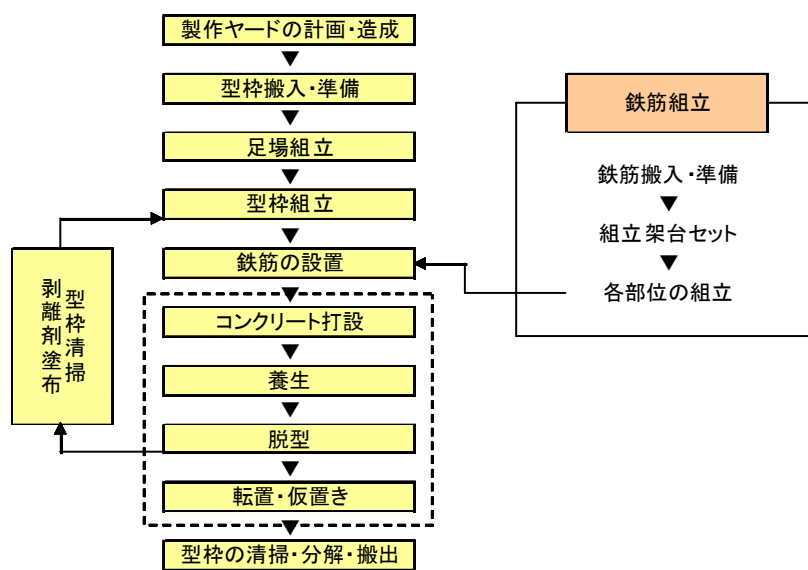


図 3.34 高耐波安定性消波ブロックの製造フロー

（２）鋼製型枠

高耐波安定性消波ブロックは，鋼製型枠を使用して製造する．図 3.35 に鋼製型枠の組立図を，写真 3.11 に実物の鋼製型枠を示す．鋼製型枠は大きく 7 つのパーツに分割されており，分割された状態で搬入され，現場で組み立てて使用する．

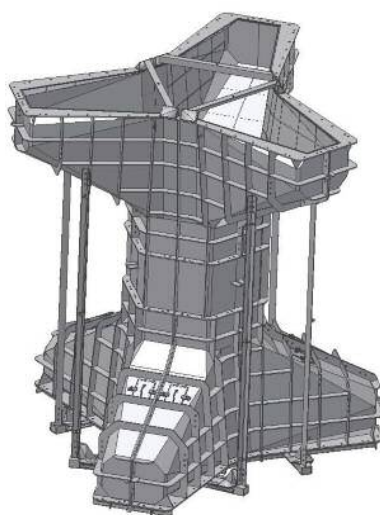


図 3.35 鋼製型枠組立図



写真 3.11 鋼製型枠（実物）

（３）各工程の状況

写真 3.12 に各工程の状況を示す．高耐波安定性消波ブロックの製作は，型枠を立てた状態（軸部が地面に対して鉛直になる方向）で行う．

コンクリートは上部から投入する。コンクリート打設後、所要強度が発現するまで養生を行い、パーツごとに型枠を外していく。側面の型枠を全て外した後、ブロック上部 3 本の脚にワイヤを掛け、上方に吊上げて転置を行う。



(a) コンクリート打設



(b) 鋼製型枠の脱型



(c) 転置



(d) 養生・仮置き

写真 3.12 高耐波安定性消波ブロックの各製作工程の状況

(4) 事後評価

コンクリート打設において、鋼製型枠の上から被せるように設置することのできる、打設口を取り囲むような手すり付きの専用足場を設けた。これにより作業性が向上し、安全性も確保できることがわかった。高耐波安定性消波ブロックの高さは、40t 型で 4.5m、50t 型で 5.0m と高く、コンクリート打設時は高所での作業となることから、作業性に加えて安全性の確保も非常に重要である。鋼製型枠の脱型は、パーツごとに上方から実施した。上から下へ順に外していくことにより、作業効率を上げるとともに、型枠落下防止の観点から安全面にも配慮できることがわかった。

転置において、ブロックの上部 3 本の脚にワイヤを掛けて上方に吊上げるが、この際、写真 3.13 に示すように、ブロック上部の稜線とワイヤの接触部にてコンクリートの欠けが生じた。転置作業は、コンクリート設計基準強度の 1/3 程度の強度で実施されるため、ワイヤの圧迫に耐えられずにコンクリートが破損したものと考えられる。これについては、コ

ンクリート打設後の養生期間を長くして、コンクリート強度を高めてから実施する，もしくは，対象個所に面取りを設けて，ワイヤとの接触面積を増やすといった対策によって改善できるものと考えられる．



写真 3.13 ブロック上部の欠け

3.6.3 施工性の評価

(1) 施工フロー

高耐波安定性消波ブロックの施工フローを，図 3.36 に示す．ここでは，ブロックの施工として，陸上運搬から現場への据付までを対象とし，特に破線で囲っている台船への積み込みから海上据付までの評価を行う．

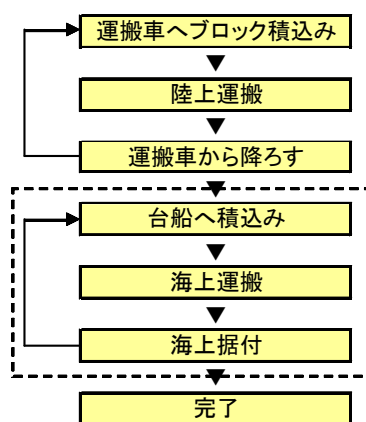


図 3.36 施工フロー

(2) 各工程の状況

各工程の状況を写真 3.14 に示す。台船への積み込みは、ブロックを一度横向きに倒してから行う。ブロックは、胴部にワイヤを巻き付けてゆっくりと荷重をかけて倒す。本現場では、ブロックの海上運搬・据付にはクレーン付き台船が使用されている。なお施工断面は、ケーソン前面を全断面に渡って乱積みで被覆する断面である。



(a) 台船へ積み込み①



(b) 台船へ積み込み②



(c) 台船へ積み込み③



(d) 台船での運搬



(e) 積み込み状況



(f) 据付①



(g) 据付②



(h) 据付③(水中)



(i) 据付完了

写真 3.14 高耐波安定性消波ブロックの各施工工程の状況

(3) 事後評価

台船への積み込みにおいて、ブロックを横向きに倒す際に、ブロックの荷重を少しずつワイヤに預けながらゆっくり倒すと、安全に作業を行えることがわかった。ワイヤを勢いよく引っ張ってブロック倒してしまうと、瞬間的に大きな力がクレーンに負荷してしまい、非常に危険である。そのため、ブロックを倒す際は、安全に配慮してゆっくりと作業を行うことが重要である。海上運搬において、ブロックは横向きに倒した状態で台船に積み込んだ。これにより、ブロックの重心が低くなり、不安定な海上でも安定して運搬できることがわかった。

据付において、2本のワイヤをブロックの胴部に巻き付けて実施した。ブロックは左右非対称の形状であるが、重心は軸部の中央にあるため、軸部に2本のワイヤを巻くと安定した状態でブロックを移動できることがわかった。また、勾配が必要な場合は、ワイヤを1本にして軸部を吊上げると、角度を持った状態でブロックを吊上げることができた。本研究で開発した高耐波安定性消波ブロックは、軸の両端に3本ずつ脚部を有しており、左右非対称である。そのため、据付に際して方向性を考慮する必要がなく、乱積み施工に適した形状であることがわかった。

3.7 おわりに

本章では、既存消波ブロックの分析から耐波安定性の高い3-3型ブロックの形状を考案した。さらに日本で使用例の多い直立堤被覆工に使用した場合の水理模型実験を実施し、耐波安定性の評価および補強工法としての有効性を検証した。また、世界的に広く使用されている傾斜堤被覆工においても同様に水理模型実験を実施し、耐波安定性の評価を行った。本章で得られた主要な成果を以下に要約する。

- 1) 既存の消波ブロックに対して、 K_D 値や乱積み空隙率等の各ブロック固有の数値に、単体空間占有率という同じ条件の下に表される新たな指標を加え、耐波安定性に優れた形状の検討を行い、有脚軸型で軸の両端に3本の脚を有する3-3型ブロックを考案した。また、比較対象として、軸の両端に2本の脚を有する3-3型ブロックも考案した。
- 2) 直立堤被覆工における水理模型実験より、直立堤の前面を全断面にわたって被覆する場合について、3-3型ブロックおよび2-2型ブロックの K_D 値は、それぞれ20.6と9.8であった。3-3型ブロックは既存ブロックと比較して最も高い K_D 値を有していることがわかった。
- 3) 直立堤被覆工における安定性の比較より、3-3型ブロックは、僅かではあるが既存ブロックの中で最も安定性の高いドロスよりも所要質量を軽減できることがわかった。また、空立米およびモデル防波堤における経済性の比較より、3-3型ブロックはドロスに比べて空立米で24%、モデル防波堤で31%工事費を軽減することができ、いずれの比較においても3-3型ブロックは経済性に優れていることがわかった。
- 4) 直立堤被覆工について、既存の放射型消波ブロックの表面を3-3型ブロックで被覆して補強した場合の水理模型実験より、既存消波構造物の耐波安定性を格段に高めることができ、補強工法としての有効性が確認された。
- 5) 傾斜堤被覆工における水理模型実験より、捨石マウンドを2層で被覆する場合の安定数について、3-3型ブロックは、テトラポッドに比べて1.46~1.65倍、ドロスに比べ

て 1.23 倍の K_D 値を有していることがわかった。また被害幅の比較より、3-3 型ブロックは構造物全体が崩れにくく高い安定性能を有していることがわかった。

- 6) 傾斜堤被覆工における所要質量の比較より、3-3 型ブロックは、テトラポッドの 30%、ドロスの 50%の質量で同等の安定を得られることがわかった。安全率を考慮しても同等の結果が得られた。また、空立米あたりの経済性の比較より、3-3 型ブロックはドロスに対して 15%、テトラポッドに対して 23%工事費を軽減することができ、いずれのブロックよりも経済性に優れていることがわかった。
- 7) 実物の製造性および施工性について、コンクリート打設専用足場を設けたことにより、作業性が向上し高所作業における安全性も確保できることがわかった。転置において、ブロック上部の稜線とワイヤの接触部にてコンクリートの欠けが生じたことから、コンクリート打設後の養生期間を長くする、もしくは、対象個所に面取りを設けるといった対策が必要である。据付において、2 本のワイヤをブロックの胴部に巻き付けて実施することにより、安定した状態でブロックを移動できることがわかった。

参考文献

- 1) 日本消波根固ブロック協会ホームページ：消波根固ブロック立体図一覧（平成 25 年 7 月 1 日参照），http://www.shouha.jp/data/top/productslist2_1_1_1.pdf
- 2) Hudson, R.Y : Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters, *Journal of the Waterways and Harbors Division*, ASCE, Vol.85, WW3, pp.93-119, 1959.
- 3) 高橋重雄, 半沢稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺内潔, 高山知司, 谷本勝利：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量・消波ブロック被覆堤の設計法の再検討, 第一報-, 港研報告, 第 37 巻, 第 1 号, pp.3-28, 1998.
- 4) Van der Meer, J. W. : Stability of breakwater armor layer design formulae, *Coastal Engineering*, Vol.11, pp.219-239, 1987.
- 5) 鹿島遼一, 榊山勉, 清水琢三, 関根恒浩, 国栖広志, 京谷修：不規則波に対する消波ブロック被覆工の変形量の評価式について, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp.795-799, 1993.
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.551-562, 2007.
- 7) 安田誠宏, 間瀬肇, 高橋真弘, 松下紘資, 徳永誠之：波形勾配および碎波の影響を考慮した消波ブロック安定数算定式の提案, 海洋開発論文集, 第 25 巻, pp.575-580, 2009.
- 8) Van der Meer, J. W. : Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode, *Proc. of the breakwaters '88 Conference*, Institution of Civil Engineers, pp.71-80, 1988.
- 9) M. Hanzawa, H. Sato, S. Takahashi, K. Shimosako, T. Takayama and K. Tanimoto : New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters, *Proc. of the 25th ICEC*, ASCE, Vol2, pp.1665-1678, 1996.
- 10) 株式会社不動テトラホームページ（平成 25 年 8 月 30 日参照），<http://www.fudotetra.co.jp/products/dolos.html>
- 11) Van der Meer, J. W. : Design of concrete armour layers, *Proc. of the Coastal Structures 1999 International Conference*, Santander, pp.213-221, 1999.

第4章 ケーソン防波堤補強工法の開発

4.1 はじめに

近年頻発する偶発波浪により、ケーソン防波堤が滑動する被害が多くなっている。また、東北地方太平洋沖地震津波では、想定以上の津波の来襲により、多くの防波堤が津波越流や津波波力によって被害を受けた。このような偶発波浪や津波による偶発作用によって防波堤が被災すると、港内に波浪や津波が直接侵入するため、沿岸部は大きな災害に見舞われる危険性がある。そのため、滑動に対する既存防波堤の補強が非常に重要となる。

新規防波堤では、偶発波浪などの新しい外力に対応した設計が可能だが、多数存在する既存防波堤については、大規模な改修工事は莫大なコストがかかり、周辺の生態系へ与える影響も大きくなってしまうため、大幅な改良は困難である。そこで、比較的簡単かつ低価で、既存防波堤の安定性を高めることができる新しい工法が必要となる。

本章では、ケーソン防波堤の港内側に設置して、偶発作用によって生じる滑動に対して抵抗できる新しい補強工法となるカウンターウェイトブロックを考案する。模型による引張試験により最適な形状を検討し、抵抗力の推定に必要な設計摩擦係数を決定する。

4.2 従来工法

従来、ケーソン防波堤の補強として、ケーソン本体の拡幅や捨石マウンドの嵩上げ等が実施されてきた^{1),2),3),4)}。本節では、港湾の施設の技術上の基準・同解説（以下、第2章と同様に技術基準と記す）に掲載されている、性能照査および具体的な補強工法^{5),6)}を紹介する。

4.2.1 性能照査

防波堤の港内側を補強した場合の滑動に関する性能照査は、式(4.1)によって行われる。

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) + R_d \geq \gamma_a P_{H_d} \quad (4.1)$$

ここで、 f は本体底面と捨石マウンドとの摩擦係数、 W は堤体(ケーソン本体)の重量(kN/m)、 P_B は堤体に働く浮力(kN/m)、 P_U は堤体に働く揚圧力(kN/m)、 P_H は水平波力(kN/m)、 γ_a は構造解析係数(部分係数)、 R は補強分の滑動抵抗力(kN/m)で、添字 k および d はそれぞれ特性値および設計用値を示している。

補強分の滑動抵抗力 R_d は、式(4.2)より算定できる。

$$R_d = \gamma_r R_k \quad (4.2)$$

ここで、 γ_r は補強分の滑動抵抗力における部分係数を表している。滑動抵抗力の特性値 R_k は、それぞれの補強工法により計算手法が異なる。

4.2.2 マウンド嵩上げ工法

マウンド嵩上げ工法は、図4.1に示すような港内側のマウンドを嵩上げする方法で、比較的多くの現場で採用されている工法である。滑動抵抗力の特性値 R_k は、式(4.3)で計算することができるが、補強体の高さ a は、防波堤直立部の高さの1/3以上、上幅 b は高さ a と同等以上でなければならないという使用条件がある。

$$R_k = W_s \tan(\theta + \phi) \quad (4.3)$$

ここで、 W_s は被覆層(図の斜線部)を除いたすべり面より上の嵩上げした石材(通常は割石)の水中重量(kN/m)、 θ はすべり面傾斜角(°)、 ϕ は $\phi = \tan^{-1} f_1$ で表される。 f_1 は割石と割石の摩擦係数で、 $f_1=0.8$ である。式(4.3)は、嵩上げ部分の力の釣り合い式から得られるもので、 θ を試行的に変えて求められる R_k の最小値が滑動抵抗力となる。

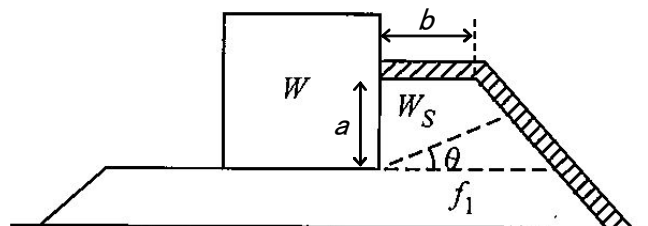


図 4.1 マウンド嵩上げ工法⁷⁾

この工法は，嵩上げた石がマウンド幅に収まらずに斜面の部分まで広がるのがほとんどであり，基礎マウンドが高いと斜面部に多くの石材の投入が必要となる．

4.2.3 コンクリート方塊工法

コンクリート方塊工法は，図 4.2 に示すように直方体や立方体形状のコンクリート方塊を積み上げる方法で，滑動抵抗力の特性値 R_k は式(4.4)で計算することができる．

$$R_k = f_2 W_s \quad (4.4)$$

ここで， W_s は最上段を除いた水中重量 (kN/m)， f_2 はコンクリート方塊と割石基礎の摩擦係数を表している．

この工法は，設計において最上段のコンクリート方塊（斜線のブロック）の重量を除かなければならないため，所定の抵抗力を得るには多数のブロックを積み上げる必要があり，経済的ではない．

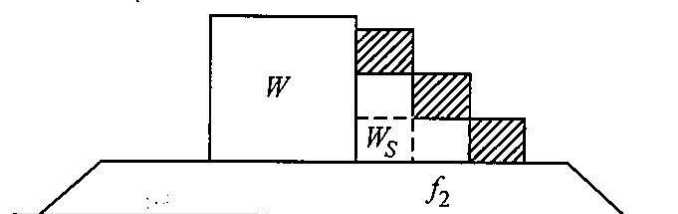


図 4.2 コンクリート方塊工法⁷⁾

4.3 カウンターウェイトブロック工法

図 4.3 に示すような，従来港内側のマウンド上に置かれてきた被覆ブロックや根固ブロックは，あくまで捨石マウンドを保護するためのものであり，防波堤の滑動抵抗を増して波力増大に備える目的は有していない．中には孔部のあるブロックもあるが，これは揚圧力を軽減する目的で設置されているものである．一般的な被覆ブロックはコンクリート製であり，底面での摩擦抵抗は有しているが，他の抵抗要素は見られない．

従来工法のマウンド嵩上げ工法は，石と石のかみ合わせを利用して抵抗力を得る工法である．また，コンクリート方塊工法は，その重量による摩擦で抵抗力を得る工法である．本研究では，これらの従来工法の特徴に着目し，被覆ブロックの孔を大きくして内部に石

材を投入することで抵抗力を増大するカウンターウェイトブロック（以下、CWB と記す）を使用した、新しい補強工法を考案した。図 4.4 および 4.5 に、CWB の単体斜視図と設置概要図をそれぞれ示す。CWB は中央に貫通した孔を持つ四角い形状のコンクリートブロックであり、防波堤の港内側に単体もしくは複数設置する。複数設置する場合は、積み上げることでもある。孔部に石材を投入することで、図 4.6 に示すように捨石マウンドや被覆石等の下層の石と中詰め石との間のかみ合わせによるせん断力が発生し、大きな抵抗力が得られる。したがって、同一質量のコンクリート方塊と比較して水平抵抗（摩擦抵抗）が大きく、カウンターウェイトとしての機能が期待される。

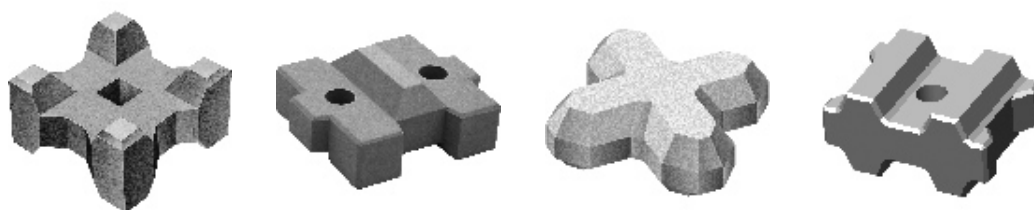


図 4.3 従来の被覆ブロック⁸⁾

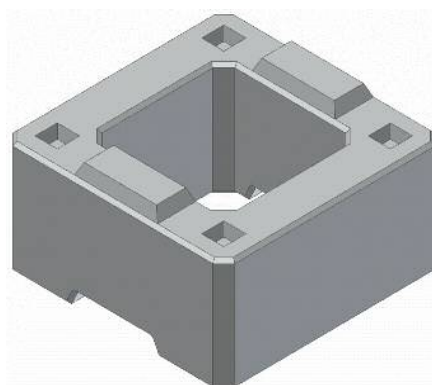


図 4.4 CWB 単体斜視図

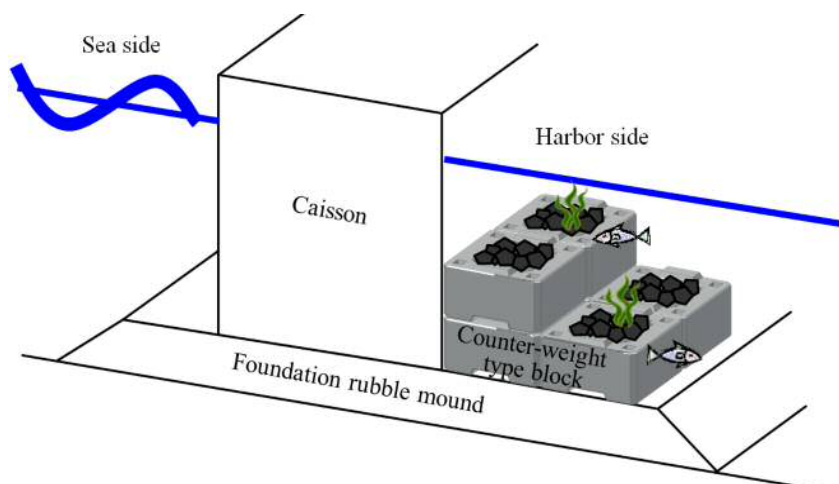


図 4.5 設置概要図

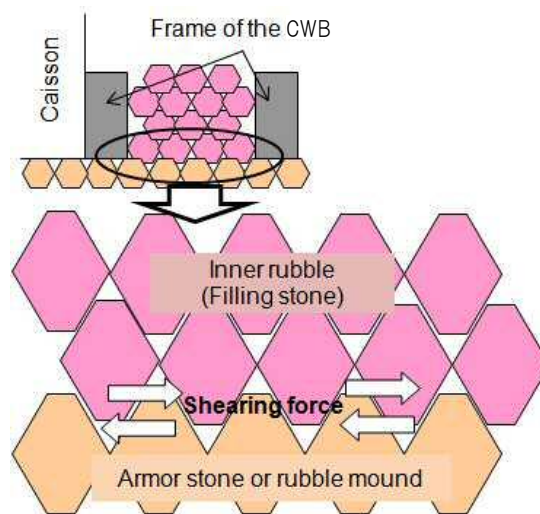


図 4.6 かみ合わせイメージ

4.4 最適化に向けた基礎実験

本節では、まず小型模型を使った簡易的な引張実験によって、CWB の効果の有無を検証する。次に、スケールを大きくした大型模型を使用した引張実験を実施し、効果的な孔の大きさやブロック高さを検討する。

以下、孔の無いコンクリート方塊を標準ブロック、孔に石材を詰めていないコンクリートの枠をコンクリートフレーム、孔に石材を詰めたコンクリートフレームを CWB と記す。

4.4.1 小型模型による効果検証実験

(1) 実験方法

CWB の効果の有無を検証するため、小型模型とばねばかりを用いた手動による簡易的な引張実験を実施し、標準ブロックと CWB の結果を比較した。写真 4.1 に示すように、小型



写真 4.1 CWB の実験状況

模型にばねばかりをセットして水平に引っ張り、ブロックが動き出す直前の値を移動限界として読み取る。さらにそのまま 10cm 程度引っ張り続け、その間に発生した最大値も参考値として読み取った。実験はすべて 5 回実施し、平均値を実験結果として整理した。

(2) 小型模型

実験に用いた模型を写真 4.2 に示す。標準ブロックは孔の無い形状であり、縦 25cm×横 25cm×高さ 8cm で、質量 12.2kg である。コンクリートフレームは、標準ブロックと同じ縦 25cm×横 25cm×高さ 8cm で、孔の大きさは縦 15cm×横 15cm であり、質量 7.6kg である。また、コンクリートフレームの孔に石を詰めた CWB については、中詰め石のかみ合わせを促進する目的で、中詰め石の上からコンクリートで蓋をする実験も実施した。実験に用いたコンクリートの蓋を写真 4.3 示す。蓋は 2 種類で、高さの高い蓋（高蓋）は 3.1kg、高さの低い蓋（低蓋）は 1.8kg である。



写真 4.2 小型模型
(左：標準ブロック、
右：コンクリートフレーム)



写真 4.3 CWB の蓋
(左：高蓋、右：低蓋)

(3) 実験ケース

実験は、マウンドと中詰め石に 10～30mm の砕石を使用したケース（SⅠ）を先に実施し、その後に 50～70mm の砕石を使用したケース（SⅡ）を実施した。実験ケースを図 4.7 に示す。各ケースの特徴は以下のとおりである。

- ・ケース 1 孔の無い標準ブロック
- ・ケース 2 標準ブロックにウェイトとしてコンクリートフレームを載せたもの
- ・ケース 3 コンクリートフレームのみ
- ・ケース 4 コンクリートフレームにウェイトとして標準ブロックを載せたもの
- ・ケース 5 ブロック高さと同じ位置まで石材を入れた CWB（CWB の基本形）
- ・ケース 6 ケース 5 の中詰め石にウェイトとして高蓋を載せたもの
- ・ケース 7 ケース 5 の中詰め石にウェイトとして低蓋を載せたもの

- ・ ケース 8 ケース 5 の中詰め石にウェイトとして高蓋と低蓋の両方を載せたもの
- ・ ケース 9 1 層だけ中詰め石を入れた CWB にウェイトとして高蓋を載せたもの
- ・ ケース 10 1 層だけ中詰め石を入れた CWB

ケース 1 と 3 の比較から、マウンド石とコンクリート底面の設置面積による違いを確認し、ケース 2 と 4 の比較から設置面積と重さによる違いを確認する。また、ケース 1 とケース 3 のみ、マウンド層厚による摩擦抵抗の変化を確認するために、マウンドの被覆石を 2 層にした実験を実施した（それぞれケース D1 およびケース D3）。

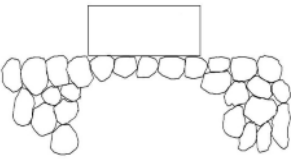
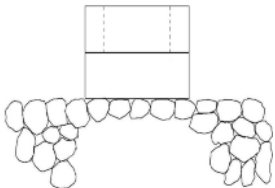
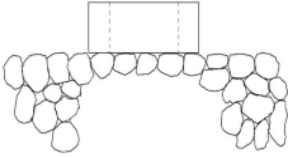
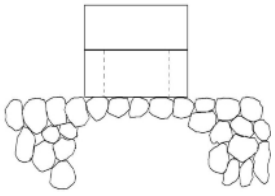
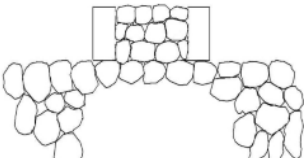
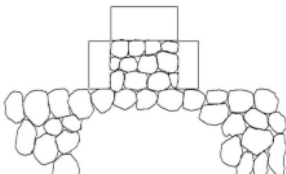
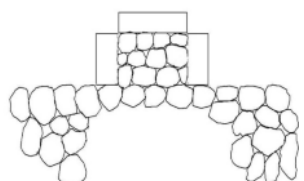
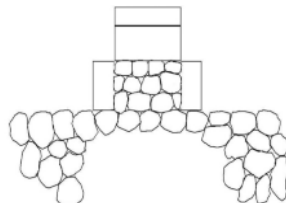
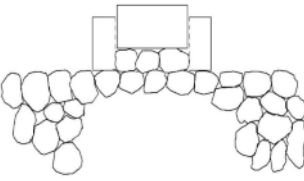
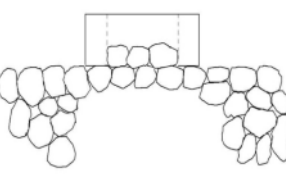
	標準ブロック		標準ブロック+コンクリートフレーム
Case1		Case2	
Case3	コンクリートフレーム	Case4	コンクリートフレーム+標準ブロック
			
Case5	CWB	Case6	CWB+高蓋
			
Case7	CWB+低蓋	Case8	CWB+高蓋+低蓋
			
Case9	CWB中詰め石1層+高蓋	Case10	CWB中詰め石1層
			

図 4.7 実験ケース

(4) 評価方法

各実験結果の比較は、摩擦係数を用いて行った。式(4.5)に示すように、ブロックが滑り出す直前の張力の計測値を移動限界値 F とし、この値を全体の重量で除して静止摩擦係数 μ を求めた。

$$\mu = \frac{F}{mg} \quad (4.5)$$

ここで、 μ は静止摩擦係数、 F は移動限界値の 5 回平均 (N)、 m はブロックもしくはブロックと中詰め材の質量 (kg)、 g は重力加速度 (m/s²) である。本実験では、 μ が大きいものほど抵抗力が大きいと判断した。

CWB の場合、張力の計測値 F は、コンクリートフレームと中詰め石の 2 つの異なる摩擦力で構成されていると考えられる。よって、 F は式(4.6)で表すことができる。

$$F = \mu_c m_c g + \mu_s m_s g \quad (4.6)$$

ここで、添え字 c と s はそれぞれコンクリートフレームと中詰め石を示している。コンクリートフレームの摩擦係数 μ_c が既知である場合、中詰め石の摩擦係数 μ_s は、式(4.6)を μ_s について解いた式(4.7)から求めることができる。

$$\mu_s = \frac{F - \mu_c m_c g}{m_s g} \quad (4.7)$$

コンクリートフレームの摩擦係数 μ_c の値は、孔に石を詰めていない CWB の引張試験結果 (ケース 3) から得ることができる。

(5) 実験結果と考察

図 4.8 に、ケースごとの全体摩擦係数 μ の計算結果を示す。図中の “Initial FF” は移動限界値から求めた摩擦係数、“Max FF” は参考値として計測した移動中の最大値から求めた摩擦係数を表している。S I, S II とともに、すべてのケースにおいて同じ傾向が得られた。実験は、ばねばかりを用いて手動で行ったが、使用石材の粒径が変化しても同じ傾向であったことから、実験の信頼性は高いと考えられる。

全てのケースで S I よりも S II の値の方が大きくなっていることから、石材が大きい方が抵抗方も大きくなることがわかった。また、CWB であるケース 5~10 は中詰め石が無いケース 1~4 よりも値が大きくなっており、孔部に石材を詰めた方が効果的であることがわかった。これは、マウンド石材と中詰め石のかみ合いによる抵抗力が有効に働いたためと考

えられる。

図 4.9 に、中詰め石の摩擦係数 μ_s の結果を示す。 μ_s は、蓋を使用したケース 6～9 よりも、碎石のみのケース 5 と 10 で大きな値を示した。ケース 6～9 において、中詰め石の上に載せた蓋の質量は m_s に含まれており、 m_s の増加に対して F の値がさほど伸びなかったため、ケース 5 と 10 に比べて μ_s が小さくなった。よって、蓋によるウェイトで中詰め石のかみ合わせを増加させる効果は小さいものと考えられる。

図 4.10 に、ケース 1 と D1、およびケース 3 と D3 の実験結果を示す。マウンド層厚を 1 層とした実験よりも、2 層にした方が約 3 割程度大きな値を示したことから、マウンドの碎石層は厚い方が適しているものと考えられる。通常、防波堤の基礎マウンドは、粒径の小さい砂礫層で基礎を作り、洗掘防止のために表層は比較的大きな石材が使用される。以降の大型模型を使った引張試験では、マウンドを 3 層程度確保して実験を行うこととした。

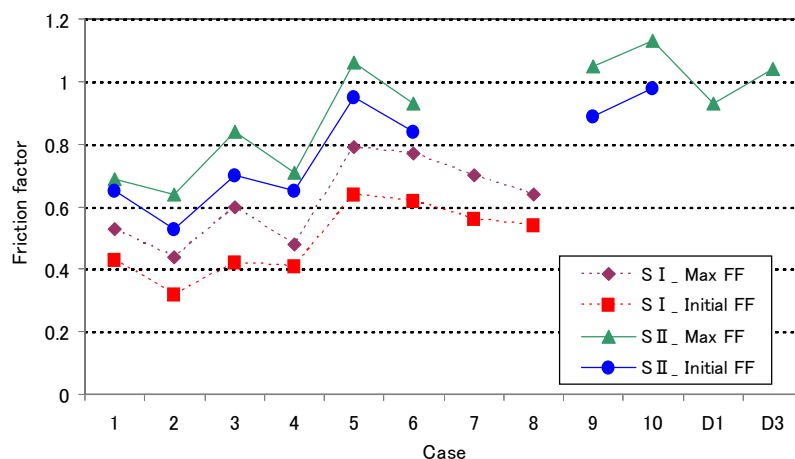


図 4.8 全体摩擦係数 μ

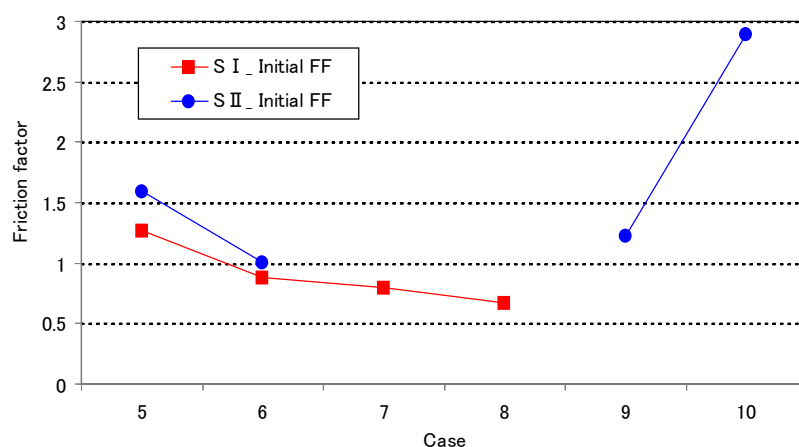


図 4.9 中詰め石の摩擦係数 μ_s

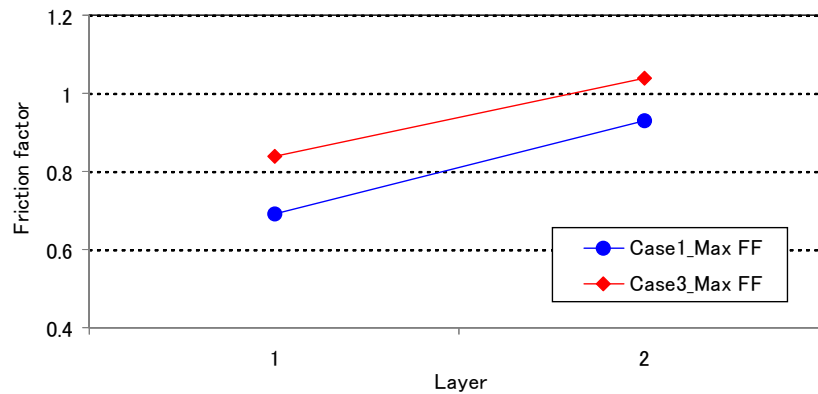


図 4.10 マウンド層厚の違いによる最大摩擦係数 (Max FF)

4. 4. 2 大型模型による最適化引張実験

(1) 実験方法

大型模型による実験では，小型模型よりも模型サイズを大きくし，実験の測定誤差を相対的に小さくすることによって，より精度の高い値の取得を目指した．

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の平面水槽に，写真 4.4 に示すような縦 20m×横 2m×高さ 0.4m のマウンドを粒径 10～30mm の碎石で形成し，表面 3 層程度を 50～70mm の石で被覆した．その上にロードセルやワイヤ等の実験機材を設置した．ロードセルは，KYOWA 製の圧縮引張両用型ロードセル（500N）を使用した．模型の引っ張りには，巻き取り速度 6cm/s の定速ウィンチを使用した．張力（抵抗力）のサンプリング周波数は 50Hz とした．ワイヤのたるみによる振動を防止するため，初期張力として 10N

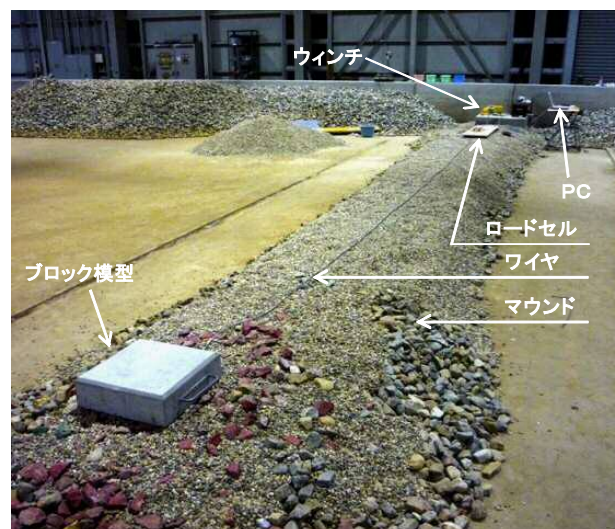


写真 4.4 実験状況と機材

程度の力で引っ張り、ワイヤを安定させてから実験を行った。実験はすべて 5 回実施し、評価にはその平均値を使用した。

大型模型による実験に際し、孔のない標準ブロックを使ってマウンド材料の違いによる摩擦係数の変化の確認を行った。マウンド材料として、粒径 50～70mm の碎石、木板、アクリル板、粒径 5mm 程度の碎石の 4 種類を採用した。

(2) 大型模型

実験に使用した模型を写真 4.5 に、諸元を表 4.1 示す。CWB 模型は、適した孔の大きさを調べるため、孔の大きさが異なる 2 種類のコンクリートフレーム模型を使用した。孔の大きな模型は、ブロックの縦横長さ 40cm に対して孔の縦横長さが 24cm、孔の小さな模型は、ブロック縦横長さ 40cm に対して孔の縦横長さが 20cm である。また、写真 4.6 に示すように、ブロックの高さによる抵抗力の違いを評価するために、CWB の高さを高くした模型（2 段式模型）も使用した。これは、各コンクリートフレーム模型に高さ 5cm の同形の孔を持つブロックを載せて、ボルト締めできるように工夫したものである。さらに、孔の大きな模型については、確認のために写真 4.7 に示すような蓋を使用したケースも実施した。



写真 4.5 大型模型

(左：標準ブロック，中央：孔大フレーム，
右：孔小フレーム)



写真 4.6 ブロック高さを
高くした 2 段式模型

表 4.1 模型緒元

模型の種類		標準ブロック	カウンターウェイトブロック	
			孔大	孔小
全体	縦	40cm	40cm	40cm
	横	40cm	40cm	40cm
	高さ	13cm	13cm	13cm
孔	縦	－	24cm	20cm
	横	－	24cm	20cm
質量		45.8kg	28.2kg	32.8kg
比重		2.4g/cm ³	2.4g/cm ³	2.4g/cm ³
2段式高さ		－	18cm	18cm
2段式重量		－	42.9kg	50.1kg
蓋質量		－	10.6kg	－
2段式蓋質量		－	13.9kg	－



写真 4.7 CWB 用の蓋

(中央：孔大フレームに蓋をした様子，右：２段式の孔大フレームに蓋をした様子)

(3) 石材

マウンド全体の形成には，粒径 10～30mm 程度の小さな碎石を用いたが，表層には実際の防波堤マウンドと同じように，50～70mm の大きな碎石を使用した．中詰め石にも同様の 50～70mm の碎石を使用した．なお，試験後に石材の移動状況を把握できるように，マウンド表層に使用した碎石には赤い色を，中詰め石に使用した石にはオレンジの色付けをした．また，中詰め石の大きさの違いによる差を検証するために，粒径 90mm 程度の大型の碎石も中詰め石として使用した．表 4.2 に各石材の諸元を示す．値はすべて 50 個の平均値であり，平均粒径は碎石を球と見なした場合の平均直径である．

表 4.2 石材の諸元

石材の種類	マウンド碎石	中詰め石	中詰め石(大型碎石)
色	赤	黄	素
質量	122.6g	156.5g	628.6g
密度	2.7g/cm ³	2.6g/cm ³	2.8g/cm ³
最大横幅	4.7cm	5.2cm	7.7cm
縦長	7.0cm	8.3cm	13.6cm
厚さ	2.7cm	3.0cm	5.4cm
形状係数(横/縦)	0.67	0.64	0.58
平均粒径	5.4cm	5.9cm	9.2cm

(4) 実験ケース

図 4.11 に実験ケースを示す．ケース 2 と 4 は，それぞれ孔大と孔小のケースを表している．ケース 3 と 5，6 と 8，7 と 9 も同様である．すなわち，ケース 2，3，6，7 は孔大，ケース 4，5，8，9 は孔小となる．これらの実験ケースから，孔の大きさやブロックの高さによる張力（抵抗）の違い，蓋の効果を検討する．また，中詰め石の粒径を大きくした実験は，ケース 3 の孔大の CWB とケース 7 の 2 段にした孔大の CWB のみで行い，それぞれケース 3'，7' と表記する．

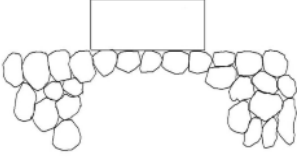
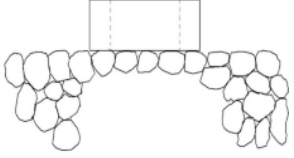
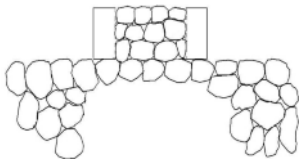
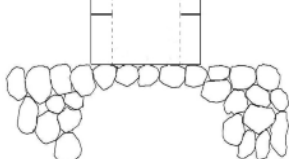
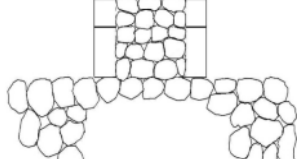
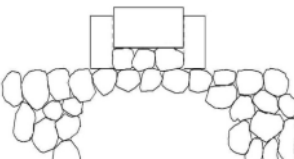
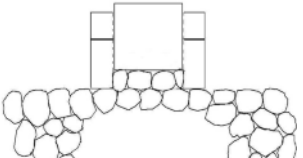
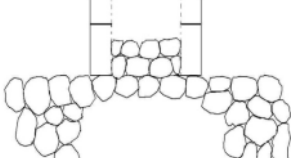
	標準ブロック		コンクリートフレーム
Case1		Case2(孔大) Case4(孔小)	
Case3(孔大) Case5(孔小)	CWB, 中詰め石あり 	Case6(孔大) Case8(孔小)	コンクリートフレーム2段 
Case7(孔大) Case9(孔小)	CWB2段, 中詰め石あり 	Case10	CWB, 中詰め石1層, 蓋あり 
Case11	CWB2段, 中詰め石1層, 蓋あり 	Case12	CWB2段, 中詰め石2層, 蓋なし 

図 4.11 実験ケース

(5) マウンド材料の違いによる摩擦係数の違い

マウンド材料を変えた場合の標準ブロックの実験結果を図 4.12 に示す。縦軸は張力の計測値、横軸は計測時間を表している。張力の推移について、最初に出てくるピークを模型の移動限界と考えた。(a)の碎石の結果は、張力が移動限界に達した後にブロックが動き出すが、時間とともにマウンド石がブロックの前方に溜まり、これらマウンド石を巻き込みながら動くために、最初のピーク以降に移動限界以上の値を示している。一方、(b)の滑らかな木板の結果は、張力が移動限界に達した後にブロックが動き出し、僅かに振動しながら移動限界値よりも小さな張力でほぼ一定の値を推移した。これは、動摩擦力が定常的に働いたためと考えられる。さらに(c)の亚克力板の結果は、最初の移動限界に達した後に張力はほぼゼロまで戻り、再び移動限界と同程度の値まで増加してまたゼロまで戻るといった動きを繰り返した。これは、亚克力は石や木と違って表面が比較的柔らかく、限界値に達すると張力が一気に解放されてしまうために、このような動きを繰り返したものと考えられる。(d)の粒径の小さな砂利の結果は、(a)の結果と同様の挙動を示した。

それぞれの移動限界時の摩擦係数を図 4.13 に示す。値はすべて 5 回の繰り返し実験の平均値である。実験の結果、摩擦係数は石を使った(a)と(d)で小さく、板状の(b)と(c)で大きな値となった。(a)の 50~70mm の碎石と(d)の 5mm 程度の砂利はほぼ同じ値であり、(b)の木板と(c)の亚克力板もほぼ同じ値を示した。したがって、接地面積が大きいときにブロックの摩擦係数は大きくなり、ブロックとマウンドの設置面積の大きさに摩擦係数が関係していることがわかった。

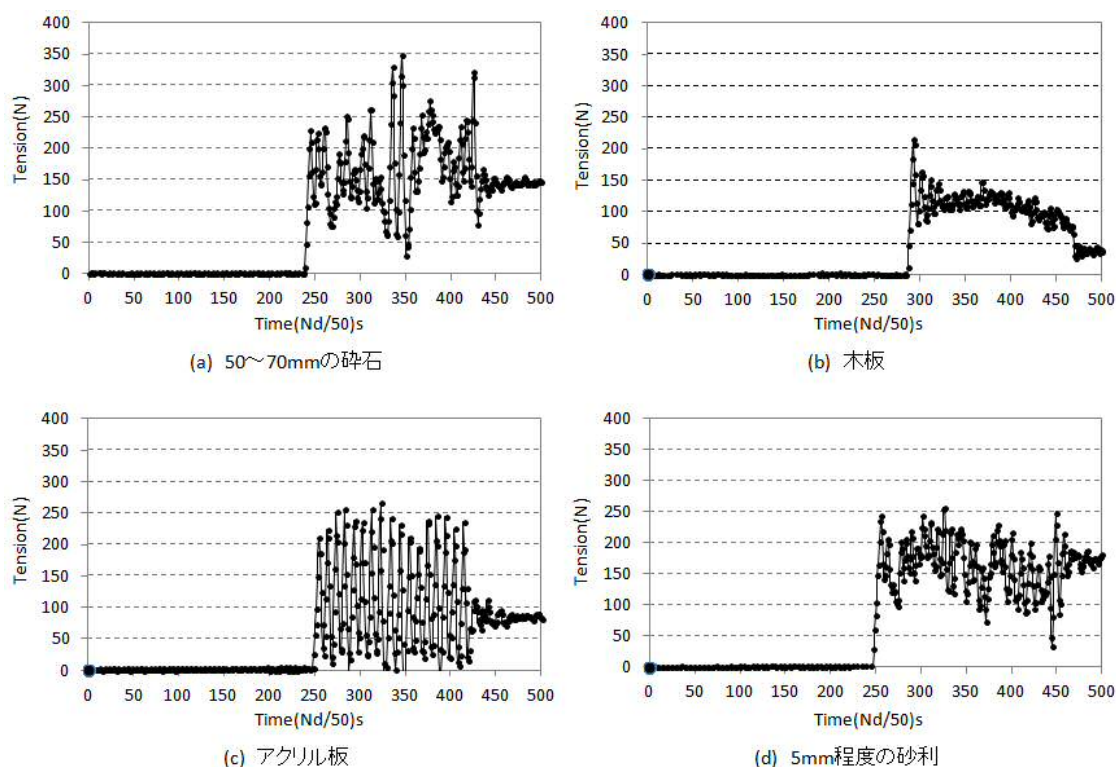


図 4.12 各マウンド材料の張力の時系列変化の例

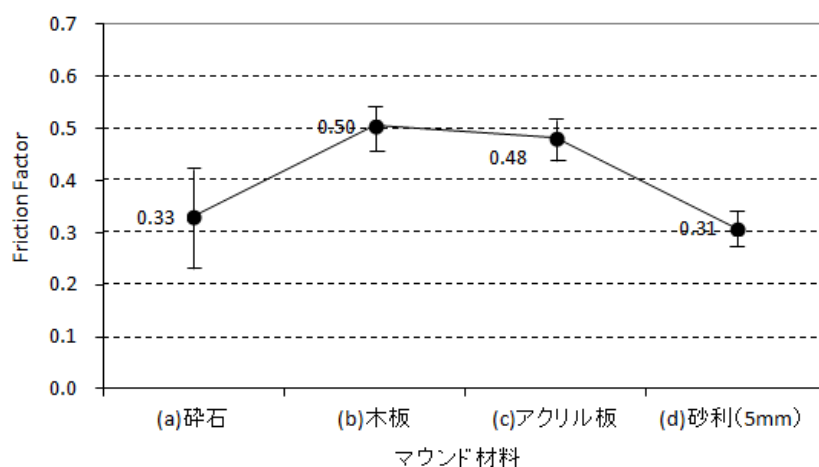


図 4.13 各マウンド材料の摩擦係数 (5 回平均)

(6) 大型模型の実験結果と考察

図 4.14 に、各ケースの移動限界時の摩擦係数を示す。値はすべて 5 回の繰り返し実験の平均値である。ケース 1 の摩擦係数は 0.32、ケース 2 と 4 の摩擦係数は 0.34 と 0.43 となり、孔のない標準ブロックよりも孔のあるコンクリートフレームの方が大きな摩擦係数が得られた。

コンクリートフレームのみの場合は、ケース 2 が 0.34 でケース 4 が 0.43 となっており、孔の大きさが小さい方が摩擦係数が大きくなった。2 段にしたケース 6 とケース 8 も同様の傾向であった。しかしながら、中詰め石を詰めた CWB の場合は、ケース 3 が 0.61 でケース 5 が 0.58 となり、孔が大きい方が摩擦係数が大きくなった。2 段にしたケース 7 とケース 9 も同様の傾向であった。この結果から、コンクリートとマウンド石の摩擦よりも、中詰め石とマウンド石のかみ合いの効果の方が全体の摩擦係数に与える影響が大きいことがわかった。また、ケース 3 と 5 の値と、ケース 7 と 9 の値はほぼ同じであることから、ブロック高さの摩擦係数への影響は小さいと考えられる。

ケース 10 および 11 の、中詰め石に蓋をした場合の摩擦係数は、それぞれ 0.47 と 0.50 となっており、孔にすべて石を詰めたケース 3 や 7 に比べて小さい。これは、蓋の質量に対して抵抗力が小さく、摩擦係数としては小さく計算されるためである。すなわち、碎石層の摩擦増大はマウンド石と 1 層目の中詰め石のかみ合わせが大きな要素を占めており、単純に中詰め部の質量が大きくなっても、同じ設置面積であれば摩擦抵抗はさほど変化しないことを示している。この結果は、小型模型による実験と同じ傾向である。中詰め石の粒径を大きくしたケース 3' と 7' の摩擦係数は、それぞれ 0.59 と 0.51 となっており、いずれもマウンド石と同程度の中詰め石を使用したケース 3 と 7 の方が大きな値であった。

図 4.15 に、式(4.7)を使って計算した中詰め石の摩擦係数 μ_s を示す。ケース 3, 5, 7, 9, 12 の μ_s は、すべて 1.4 前後の高い値を示しており、中詰め石とマウンド石の碎石層間のかみ合わせ効果が大きいことがわかった。一方、蓋をしたケース 10 と 11 の μ_s はそれぞれ 0.74

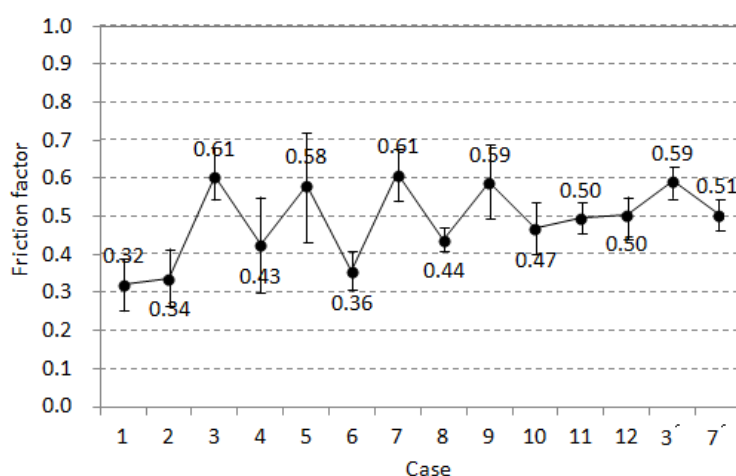


図 4.14 移動限界時の摩擦係数 (5 回平均)

と 0.84 であることから、蓋によるウェイトはかみ合わせの助長に効果が無いことが改めて確認された。また、中詰め石を上まで詰めたケース 7 の μ_s は 1.43 で、半分の高さまで石を詰めたケース 12 の μ_s は 1.40 であり、僅かではあるが中詰め石を上まで詰めた方が μ_s は大きな値を示した。上述のように、下層とのかみ合いのないコンクリート蓋によって中詰め部の質量を大きくしても μ_s の増大効果は得られなかったことを考えると、CWB の μ_s の増大には中層や上層部の中詰め石同士のかみ合いが寄与しているものと推察される。よって、CWB の中詰め石はブロックの上まで詰めた方が良いと考えられる。また、中詰め石の粒径を大きくしたケース 3' と 7' の μ_s はそれぞれ 1.23 と 0.96 であり、マウンド石と同程度の中詰め石を使用したケース 3 と 7 の μ_s は 1.41 と 1.43 であった。全体の摩擦係数を計算した図 4.14 においても同じ傾向であったことから、中詰め石にはマウンド石と同粒径の石材を用いることが効果的だと考えられる。

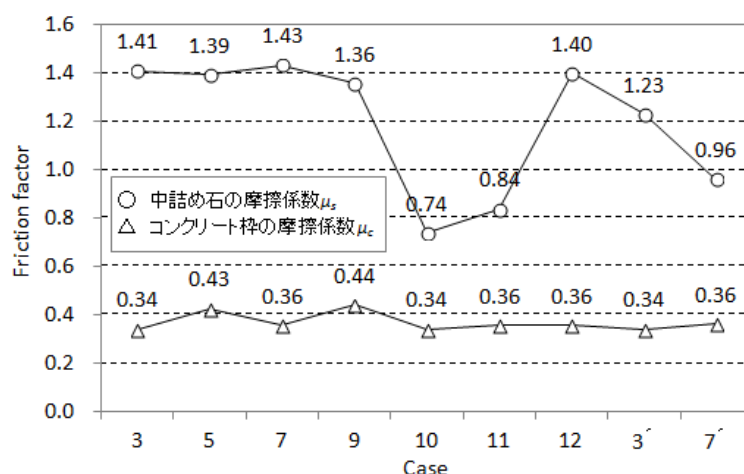


図 4.15 中詰め石の摩擦係数

4.5 実形状模型による引張実験

本節では、CWB の形状を決定し、実形状模型を使った引張実験を実施する。得られた結果から設計摩擦係数を決定し、滑動抵抗力の推定法を示す。

4.5.1 カウンターウェイトブロックの形状

大型模型による最適化引張実験によって得られた知見に加えて、実物の製造性や施工性を考慮して、CWB の形状を決定した。写真 4.8 に CWB の実形状模型を示す。コンクリートフレームの外寸の長さ比は、縦：横：高さ=2：2：1 であり、孔部の縦横長さは外寸の 3/5 である。ブロック底面の溝は、下層の石とのかみ合わせ効果を期待するとともに、複数積

み上げた際に、下のブロックのほぞと上のブロックの溝がかみ合うように設計されている。なお、写真の模型は2段積み上げたような状態となっているが、これはブロック模型が45kgと重く、人力運搬が困難なため、重量を軽減できるように1個の模型を上下に分割したためである。この実形状模型を使用して引張実験を実施し、設計摩擦係数の評価を行った。



写真 4.8 CWB の実形状模型

4.5.2 実験条件と実験ケース



(1) 実験方法

実形状模型を用いた実験は、大型模型による最適化引張実験と同様の方法で実施した（写真 4.4 参照）。ロードセルは、KYOWA 製圧縮引張両用型ロードセル（2kN）を使用した。張力（抵抗力）のサンプリング周波数は100Hzとした。

(2) 実験ケース

表 4.3 に実験ケースを示す。実験ケースは3種類で、ケース1は孔のない標準ブロック、ケース2は孔部に石を詰めていないコンクリートフレーム、ケース3は孔部に石を詰めたCWBである。

表 4.3 実験ケース

ケース1	ケース2	ケース3
標準ブロック	コンクリートフレーム	CWB
		

(3) 模型および石材諸元

表 4.4 に各ブロック模型の諸元を示す．標準ブロックとコンクリートフレームの質量はほぼ同じになるように調整した．模型縮尺を 1/5 とすると，実機のコンクリートフレームは縦 2m×横 2m×高さ 1m で 6t 程度の質量となる．表 4.5 に，使用した石材の諸元を示す．前節で得られた知見を参考に，マウンド石と中詰め石はほぼ同じ大きさの石を使用した．

表 4.4 模型緒元

		標準ブロック	コンクリートフレーム
縦		40cm	40cm
横		40cm	40cm
高さ		13cm	20cm
孔	縦	-	24cm
	横	-	24cm
質量		45.8kg	46.7kg

表 4.5 石材諸元

	下層の石(マウンド石材)		中詰め石	
色	赤		黄	
質量	122.6g		135.4g	
密度	2.7g/cm ³		2.5g/cm ³	
最大長さ:L	7.0cm		7.1cm	
最大幅:W	4.7cm		5.1cm	
厚さ	2.7cm		3.4cm	
W/L	0.67		0.72	
平均粒径:Da	5.4cm		5.2cm	

4.5.3 実験結果

(1) 評価方法

防波堤の設計に関して，下迫ら⁹⁾は耐用期間中の期待滑動量が 30cm になる設計法を提案している．また，張力（抵抗力）の時系列変化を見ると，移動限界後の滑動時に大きな値を示すケースが多かった．これは，大型模型による最適化引張実験においても同様の傾向であった．これらを踏まえ，本研究では，実物の防波堤の許容滑動量を 30cm と設定し，その間に得られたデータを解析に用いることとした．実験縮尺が 1/5 の場合は，30cm/5=6cm であり，実験に使用した小型ウィンチの引張速度は 6cm/s なので，1 秒間分のデータとなる．図 4.16 は張力の計測データの一例であり，縦軸および横軸は，それぞれ張力と滑動距離を表している．実験は 7 回繰り返し実施し，平均値が最大と最小のものを除外して，残りの 5 回の平均値を評価に使用した．なお，摩擦係数の計算には式(4.5)を使用した．

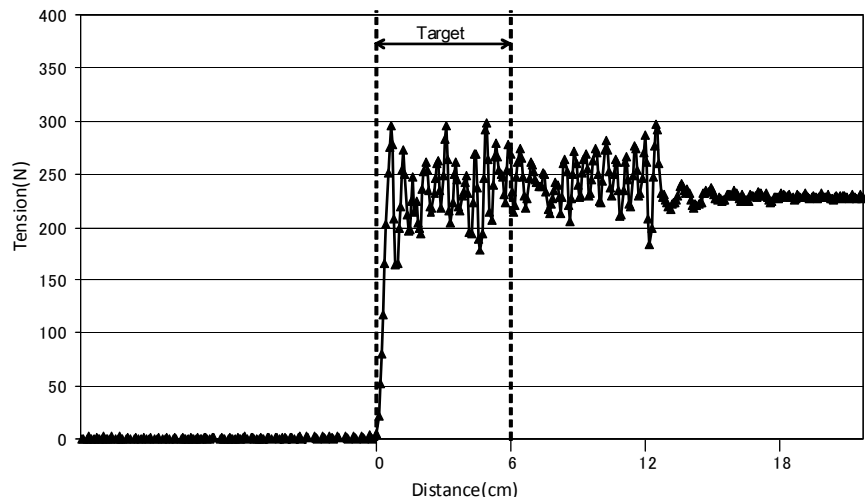


図 4.16 張力の計測データの一例

(2) 実験結果と考察

図 4.17 に、各ケースの張力の 5 回平均値の時間変化を示す．縦軸および横軸は、それぞれ張力と移動距離を表している．ケース 3 の CWB の張力は、ケース 1 の標準ブロックに比べておよそ 2 倍の値が得られた．これは、中詰め石とマウンド石との間のかみ合いの効果が顕著に現れたものと考えられる．また、ケース 2 のコンクリートフレームの張力は、ケース 1 の標準ブロックよりも僅かではあるが大きな値が得られた．これは、マウンド石が孔の端に引っ掛かることから、孔自体も張力の増大に寄与しているものと考えられる．

図 4.18 に、式(4.5)の F に張力の計測値を代入して計算した摩擦係数を示す．それぞれの

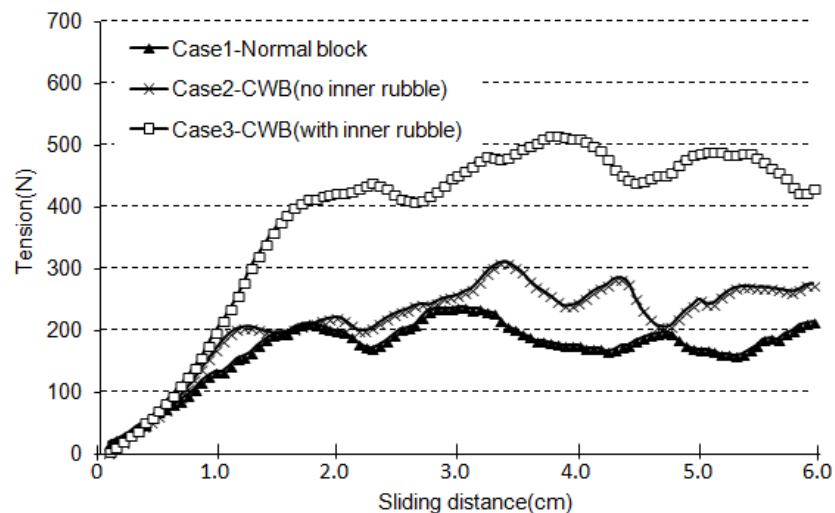


図 4.17 張力の時間変化（5 回平均値）

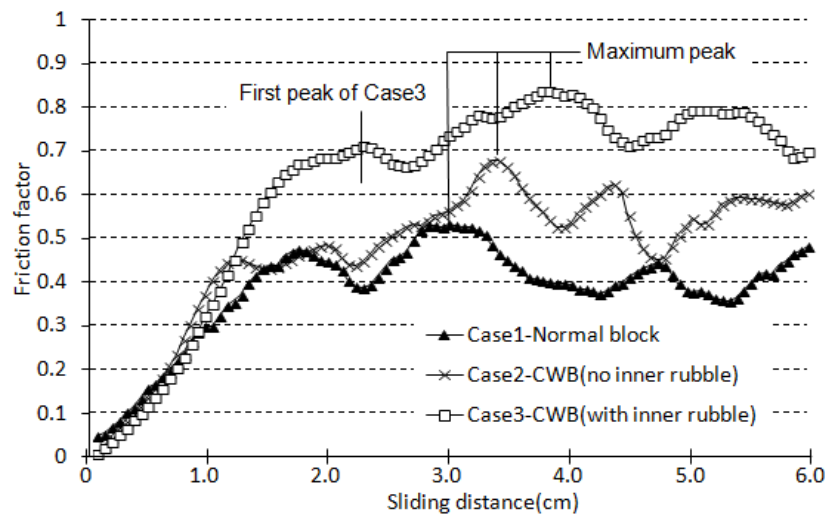


図 4.18 摩擦係数の時間変化

摩擦係数は、ケース 1 は 0.4～0.5、ケース 2 は 0.5～0.6、ケース 3 は 0.7 から 0.8 の一定の範囲内で変動している。ケース 1 の許容滑動量内の最大摩擦係数は 0.53 であり、技術基準におけるコンクリートと石の摩擦係数の基準値である 0.6¹⁰⁾ に比べると小さい値であった。一方、ケース 2 とケース 3 の許容滑動量内における最大摩擦係数は、それぞれ 0.68 および 0.83 であった。これらの値は、基準値 0.6 に比べると大きな値である。また、コンクリートフレームの摩擦係数 μ_c として、式(4.7)の μ_c にケース 2 の最大摩擦係数 0.68 を代入すると、中詰め石とマウンド石の摩擦係数 μ_s は、1.29 が得られた。石と石の摩擦係数の基準値は 0.8¹⁰⁾ であることから、1.29 は非常に大きな値であることがわかる。

4. 6 カウンターウェイトブロックの滑動抵抗力推定法

4. 6. 1 設計摩擦係数の決定

設計に使用する摩擦係数（設計摩擦係数）は、CWB を実現場へ適用する際に不可欠であり、実設計ではこの値を使って抵抗力の推定が行われる。そのため、5 回の繰り返し実験の平均における最大値を使用するのは過大評価となる可能性があり、設計摩擦係数としてそのまま適用するのは難しい。そこで図 4.18 において、1 回目のピーク以降の値が一定の範囲内で変動していることに着目し、その区間におけるケース 3 の CWB の摩擦係数の分布を調べた。その結果、ケース 3 の 1 回目のピーク以降の摩擦係数は、図 4.19 に示すような、平均値 0.75 および標準偏差 0.05 の正規分布に従っていることがわかった。ここで得られた

平均値 0.75 を，CWB の設計摩擦係数 μ_{CWB} として採用することとした．

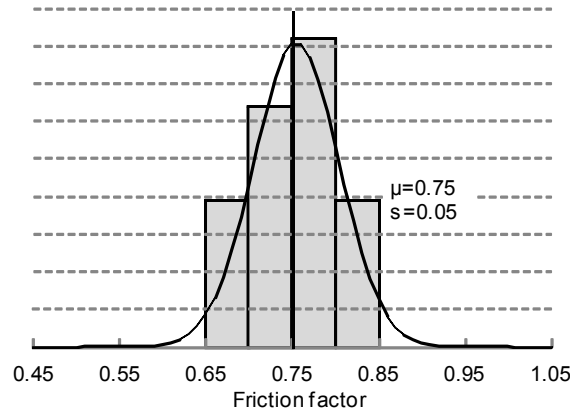


図 4.19 正規分布

4. 6. 2 滑動抵抗力の推定法

設計摩擦係数 $\mu_{CWB}=0.75$ を用いて，20t 型の CWB を 1 個使用した場合の滑動抵抗力の推定を行う．図 4.20 および表 4.6 に，20t 型のコンクリートフレームの形状寸法と抵抗力の計算条件をそれぞれ示す．

CWB の滑動抵抗力は，重量に設計摩擦係数を乗じて算定することができる．まず，式(4.8)に示すように，孔部体積 V_h と石の密度 ρ_s から中詰め石の質量 M_s を計算する．次に，式(4.9)より，CWB の水中重量 W_{w_CWB20t} を計算する．CWB の重量は，コンクリートフレームの重量と中詰め石の重量の和で表される．最後に，式(4.10)に示すように，CWB の水中重量に設計摩擦係数 0.75 を乗じて，抵抗力 F_{CWB20t} を得ることができる．

$$M_s = V_h \cdot \phi \cdot \rho_s \quad (4.8)$$

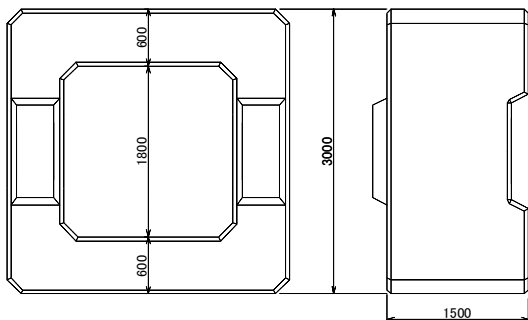


図 4.20 コンクリートフレームの形状寸法
(単位：mm)

表 4.6 計算条件

規格	20t型
コンクリート体積: V	8.471 m ³
孔部の体積: V_h	4.793 m ³
コンクリート密度: ρ_c	2.3 t/m ³
中詰め石の密度: ρ_s	2.6 t/m ³
海水の密度: ρ_w	1.03 t/m ³
重力加速度: g	9.8 m/s ²

$$W_{w_CWB20t} = W_c + W_s = M_c \frac{(\rho_c - \rho_w)}{\rho_c} \cdot g + M_s \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_s} \cdot g \quad (4.9)$$

$$F_{CWB20t} = 0.75 \times W_{w_CWB20t} \quad (4.10)$$

ここで、 φ は石の空隙率、 g は重力加速度、 M と W はそれぞれ質量と重量、下付き添え字の c と s は、それぞれコンクリートと石を表している。石の空隙率は 50% とした。

式(4.11)、(4.12)、(4.13)に計算結果を示す。

$$M_s = 4.793 \cdot 0.5 \cdot 2.6 = 6.23 \text{ t} \quad (4.11)$$

$$W_{w_CWB20t} = 8.471 \cdot 2.3 \cdot \frac{(2.3 - 1.03)}{2.3} \cdot 9.8 + 6.23 \cdot \frac{(2.6 - 1.03)}{2.6} \cdot 9.8 = 142 \text{ kN} \quad (4.12)$$

$$F_{CWB20t} = 0.75 \times 142 = 106 \text{ kN} \quad (4.13)$$

計算結果より、CWB20t 型 1 個の滑動抵抗力は、106kN であることがわかった。また、ブロック幅は 3m であることから、防波堤延長方向 1m あたりの抵抗力は、106kN/3m=35kN/m となる。なお、CWB を複数個使用する場合は、1 個の滑動抵抗力に使用個数を乗じて計算することができる。

4.7 おわりに

本章では、従来工法の特徴を参考に新しい防波堤補強工法である CWB 工法を考案し、小型模型による効果検証実験、および大型模型による最適化引張実験を実施し、その形状を決定した。また、実形状模型を用いた引張実験より、抵抗力を推定するために不可欠な設計摩擦係数を決定し、抵抗力の算定法を示した。本章で得られた主要な成果を以下に要約する。

- 1) 防波堤補強の従来工法である、マウンド嵩上げ工法およびコンクリート方塊工法の特徴に着目し、孔を設けたコンクリートフレームに石材を投入して抵抗力を増大する CWB 工法を考案した。
- 2) 小型模型を用いた引張実験を実施し、抵抗力の増大効果の検証を行った。その結果、

孔に石を詰めた CWB は、マウンド石と中詰め石のかみ合わせ効果によって抵抗力が増大することが確認された。

- 3) 大型模型を用いた最適化引張実験を実施し、CWB の孔の大きさ、ブロック高さ、中詰め石の大きさや蓋による効果等を検討した。その結果、コンクリートとマウンド石の摩擦よりも、中詰め石とマウンド石のかみ合いの効果の方が全体の摩擦係数に与える影響が大きいことがわかった。また、中詰め石にウェイトとなるコンクリート蓋をしても、かみ合わせを助長する効果は得られないことがわかった。
- 4) 小型模型による効果検証実験、および大型模型による最適化実験から得られた知見を基に、CWB の形状を決定した。コンクリートフレームの寸法比は、外寸で縦：横：高さ=2：2：1 であり、孔部の縦横長さは外寸の $\frac{3}{5}$ とした。また、複数積み上げた場合に上下のかみ合わせが得られるように、ブロックの底面と上面にそれぞれ溝とほぞを設けた。
- 5) 抵抗力の推定に必要な設計摩擦係数を決定するために、実形状模型を用いた引張試験を実施した。その結果、実物の許容滑動量を 30cm と設定した場合の CWB の摩擦係数の 1 回目のピーク以降の値は、平均値 0.75、標準偏差 0.05 の正規分布に従っていることがわかった。この結果から、CWB の設計摩擦係数を 0.75 とした。
- 6) 設計摩擦係数 0.75 を用いて、20t 型を例に CWB の滑動抵抗力の算定手法を示した。計算の結果、CWB20t 型 1 個の滑動抵抗力は、106kN であることがわかった。

参考文献

- 1) 運輸省港湾技術研究所：被災防波堤集覧，港湾技研資料，No.58，239p.，1968.
- 2) 運輸省港湾技術研究所：被災防波堤集覧(その2)，港湾技研資料，No.200，255p.，1975.
- 3) 運輸省港湾技術研究所：被災防波堤集覧(その3)，港湾技研資料，No.485，281p.，1984.
- 4) 運輸省港湾技術研究所：被災防波堤集覧(その4)，港湾技研資料，No.765，248p.，1993.
- 5) 赤塚雄三，竹田英章，蓮見隆：混成堤の堤体背後に設置したコンクリート方塊あるいは割石の滑動抵抗，海岸工学講演会論文集，第22巻，pp.421-425，1975.
- 6) 竹田英章，平野忠告，佐々木克博：コンクリート方塊あるいは割石によるケーソン式混成堤の補強効果，土木学会，第31回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp.110-111，1976.
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.837-839，2007.
- 8) 日本消波根固ブロック協会ホームページ：製品紹介平型（平成25年7月1日参照），
<http://www.shouha.jp/products/100/102/>
- 9) 下迫健一郎，高橋重雄：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告，第37巻，第3号，pp.3-30，1998.
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.476-477，2007.

第5章 ケーソン防波堤補強工法の 実用化に向けた研究

5.1 はじめに

第4章では、小型模型および大型模型による引張実験を実施し、カウンターウェイトブロック（以下、前章と同様に CWB と記す）の形状を決定した。さらに、実形状模型を用いた引張実験を実施し、設計摩擦係数を決定して、滑動抵抗力の推定手法を示した。

本章では、第4章で開発した CWB の実用化に向けて、実際に港内側に CWB を設置した防波堤について水理模型実験を実施し、偶発波浪に対する CWB の防波堤への適用を検討する。また、東日本大震災では、防波堤倒壊の原因の一つとして津波の越流による港内側マウンドの洗掘が挙げられていることから、津波越流を想定した孤立波を用いた実験を行い、津波越流に対する CWB 自体の安定性能を検証する。さらに、実際に偶発波浪によって被災した防波堤に対して、CWB を補強工法として適用した場合の設計手法を示す。また、実際の施工現場を対象として、CWB の製造性および施工性の評価を行う。

5.2 偶発波浪に対する水理模型実験

5.2.1 実験条件

（1）実験方法

実験は、京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の平面水槽（幅 45m×長さ 30m×深さ 1m）を使用した。写真 5.1 に示すように、水槽内に仕切り板で幅 60cm、長さ 200cm の水路を作り、その中に縮尺 1/40 の防波堤模型を設置した。波浪は、水路外に設置した波高計で計測した。

図 5.1 に実験断面の一例を示す。勾配のない平坦な水平地形上に、5cm の捨石マウンドを形成し、その上にケーソン模型を設置した。防波堤の天端高（水面上の高さ）は、一般的な防波堤設計と同様に、 $0.6H_{1/3}$ ($0.6 \times 10\text{cm} = 6\text{cm}$) とした。水深は全てのケースにおいて 30cm で一定とした。

写真 5.2 に示すように、水路内の捨石マウンド上に、3 函のケーソン模型を 5cm 程度の隙間を開けて設置した。捨石マウンドは石材で形成されており、均しを行っているものの、表面の状況は各位置で異なる可能性がある。そこで、1 つの配置パターンが、設定波浪に対して右側・中央・左側のすべての設置位置を経験するように、実験は 1 つのケースで模型の設置位置を変えて 3 回行った。評価には、この 3 ヶ所の実験結果の平均値を使用した。

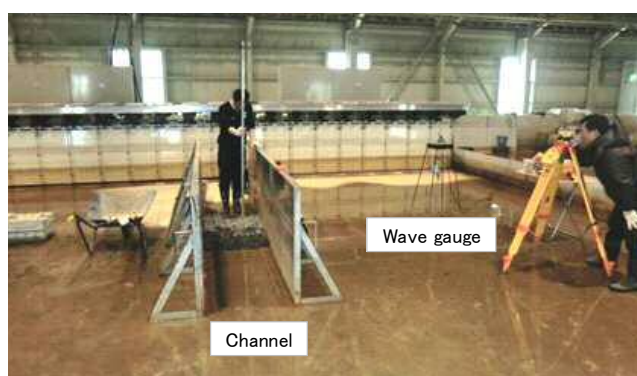


写真 5.1 実験水路

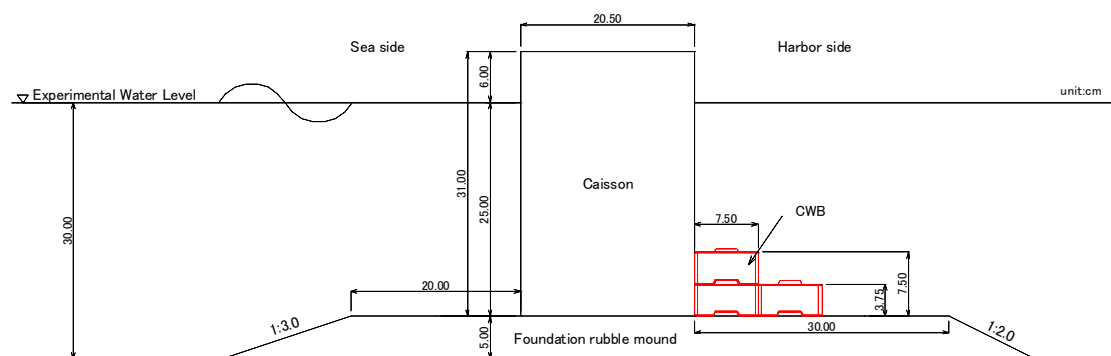


図 5.1 実験断面の一例（単位：cm）



写真 5.2 模型設置状況（港内側から撮影，Case1）

（２）模型と石材の諸元

写真 5.3 に，ケーソンと CWB（コンクリートフレーム）の模型を示す．模型縮尺は 1/40 である．ケーソン模型は，有義波高 $H_{1/3}=10\text{cm}$ （実物 4.0m），有義波周期 $T_{1/3}=1.2\text{s}$ （実物 7.59s）で，ケーソン模型と捨石マウンドの間の摩擦係数 μ を 0.6 としたときに，滑動および転倒安全率が 1.0 となるように設計した．コンクリートフレームの模型は，縦 7.5cm×横 7.5cm×高さ 3.75cm，孔部は縦 4.5cm×横 4.5cm×高さ 3.75cm で，質量は 305g/個であり，実機スケールで 20t 型となる（縦 3.0m×横 3.0m×高さ 1.5m）．

実験は，CWB の他に比較対象として，大きなコンクリート方塊を 1 個設置した工法と，巨石を積み上げた工法も実施した．これらは，従来工法におけるコンクリート方塊工法とマウンド嵩上げ工法をそれぞれ想定したものである．マウンド石と中詰め石は，同じ粒径の石材を使用した．ケーソン，CWB，コンクリート方塊の諸元を表 5.1 に，マウンド石，中詰め石，巨石の諸元を表 5.2 にそれぞれ示す．

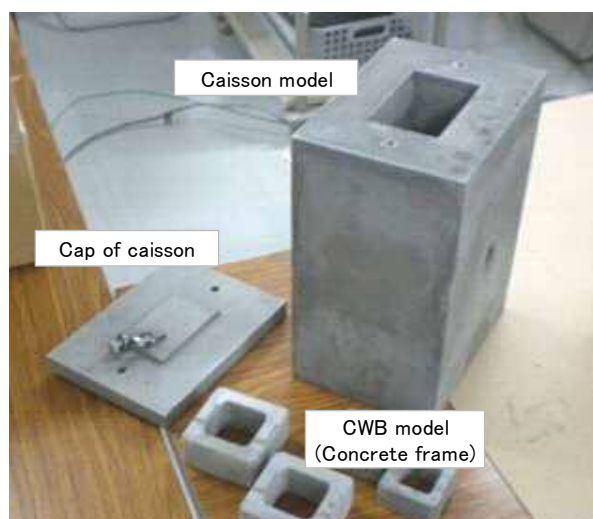


写真 5.3 実験に用いた模型

表 5.1 模型の緒元

	ケーソン (蓋を含む)	CWB (中詰め石を含む)	コンクリート方塊
サイズ (L*B*H)	20.5cm*15cm*31cm	7.5cm*7.5cm*3.75cm	13cm*13cm*4.5cm
孔 (L*B*H)	—	4.5cm*4.5cm*3.75cm	—
質量	18110g	400g	1780g
実験での 断面当たり質量	1207g/cm	53g/cm	119g/cm
コンクリート の密度	2.3g/cm ³	2.3g/cm ³	2.3g/cm ³

表 5.2 石材の諸元

	マウンド石, 中詰め石	巨石
サイズ (L*B*H)	1.99cm*2.80cm*1.32cm	4.70cm*6.38cm*3.40cm
形状係数L/B	0.71	0.74
平均粒径	1.68cm	4.36cm
質量	6.6g	(単体) 117.5g (総質量) 940g
実験での 断面当たり質量	—	63g/cm
石の密度	2.86g/cm ³	2.70g/cm ³

5.2.2 実験ケース

(1) CWB の配置パターン

図 5.2 に、実験で実施した補強工法の配置パターンを示す。上段のパターン 1 から 3 は、補強なし、巨石、コンクリート方塊をそれぞれ配置したものである。下段のパターン 4 から 8 はすべて CWB のパターンであり、1 個から最大で 6 個設置している。

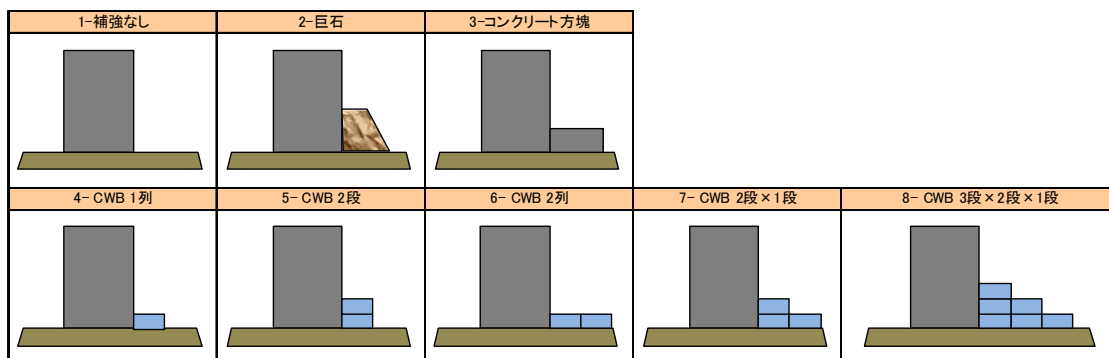


図 5.2 実験で実施した補強工法の配置パターン

(2) 実験ケース

表 5.3 に実験ケースを示す。作用させた波は、Bretschneider-光易型スペクトルを有する不規則波で、作用波数はゼロクロス法で 200 波を目標とした。平石ら¹⁾は、偶発波浪の構造物への影響は、波高よりも周期の方が大きいことを示しており、本実験はこれを参考に、作用させる波は有義波高 $H_{1/3}$ を 10cm に統一し、3 種類の周期 ($T_{1/3}=1.4s, 1.5s, 2.0s$) を

設定した．表に示すように，周期 1.4s の波では，配置パターン 1, 4, 5 を実施し，周期 1.5s および 2.0s では，すべての配置パターンを実施した．

表 5.3 実験ケース

Case	有義波 $H_{1/3}$ (cm)	周期 $T_{1/3}$ (s)	補強工法の 配置No.
1	10	1.4	1, 4, 5
2	10	1.5	1, 4, 5
3	10	1.5	3, 6, 7
4	10	1.5	1, 2, 8
5	10	2.0	1, 2, 4
6	10	2.0	3, 5, 6
7	10	2.0	7, 8, -

5. 2. 3 実験結果

(1) 評価方法

混成防波堤の設計に関して，下迫ら²⁾は耐用期間中の期待滑動量が 30cm 以下となるような設計法を提案している．第 4 章で実施した実形状模型の引張試験の評価においてもこの値を採用していることから，本実験においても実物のケーソンの許容滑動量を 30cm と設定した．1/40 の縮尺では， $30\text{cm}/40=0.75\text{cm}$ となる．実験では，各配置パターンのケーソン滑動量 y を確認するとともに，CWB の滑動量を比較した．

通常，混成防波堤のケーソンは最大波 H_{\max} で設計される³⁾．しかしながら，実験の目視の様子から， H_{\max} 相当の波浪が作用した時だけでなく，1/10 最大波高 $H_{1/10}$ 程度の波が作用した時にも防波堤が滑動していた．また，実験結果は設定周期ごとに評価するが，各実験ケースで作用した波はばらつきがある．そこで，滑動量 y を $H_{1/10}$ で除した値を無次元滑動量 $y/H_{1/10}$ と定義し，評価の指標として用いた．同様に，許容滑動量 0.75cm を $H_{1/10}$ で除した値を無次元許容滑動量 $0.75/H_{1/10}$ とし，評価の基準値として用いた．

(2) 実験結果と考察

設定有義波周期ごとの実験結果を表 5.4 から 5.6 に示し，配置パターンごとの無次元滑動量 $y/H_{1/10}$ の値を図 5.3 から 5.5 に示す．図中の太線は，無次元許容滑動量 $0.75/H_{1/10}$ を表している．

i) 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.4\text{s}$ の実験結果

設定有義波周期 $T_{1/3}=1.4\text{s}$ の実験では，無次元許容滑動量 $0.75/H_{1/10}$ の値は 0.054 であっ

た．無次元滑動量 $y/H_{1/10}$ は，防波堤背後に何も設置しないパターン 1 で 0.057，CWB を 1 個置いたパターン 4 で 0.031，CWB を 2 段重ねたパターン 5 では 0.021 となった．すなわち，無次元許容滑動量を超えてしまったのはパターン 1 のみであり，港内側に CWB を置くことでケーソンが許容滑動量以内に収まった．また，パターン 4 と 5 の結果から，CWB の設置個数が多くなるほど，滑動量が減少することがわかった．

ii) 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の実験結果

設定有義波周期 $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の実験では， $0.75/H_{1/3}$ の値は 0.058 であった．滑動量 y が許容値 0.75cm を超えた配置パターンは，防波堤背後に何も設置しないパターン 1 と，巨石を積み上げるパターン 2 のみであった．CWB を使用したパターン 4 から 8 では，数が多いほど滑動量が小さくなる傾向が得られた．

CWB を 2 段重ねたパターン 5 の滑動量が大きくなっているが，これは，3 回の実験（右側・中央・左側）の中で 2 回は滑動量が許容値内に収まっていたが，1 回のみ大きくマイナス方向（前面方向，波が来る方向）に滑動した結果があり，これが影響したものと考えられる．この実験の映像を確認すると，ケーソンが前後に動いており，他の実験と比べるとその移動特性が異なっていたと推察される． $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の実験では，ケーソンが前面方向に動く現象がいくつか見受けられた．これは，ケーソンの振動が前後に大きくなった際に，後方に一度大きく傾いたものが前方へ戻ろうとする力と引き波の力が重なって前方へ滑動するためと考えられる．

コンクリート方塊を設置したパターン 3 の $y/H_{1/10}$ も，CWB のパターンと同様， $0.75/H_{1/10}$ に収まった．これは，本実験に使用したコンクリート方塊は CWB の 4.5 個分と同等の質量を有しており，断面あたりで見てもコンクリート方塊が 119g/cm で，パターン 5 の CWB が 106g/cm であり，パターン 2 のコンクリート方塊はパターン 5 の CWB 以上の質量を有しているからだと考えられる．

iii) 設定有義波周期 $T_{1/3}=2.0\text{s}$ の実験結果

設定有義波周期 $T_{1/3}=2.0\text{s}$ の実験では， $0.75/H_{1/10}$ の値は 0.050 であった．パターン 1 から 4 は，滑動量が許容値を超えたが，CWB を 2 個以上使ったパターン 5 から 8 は許容値内に収まる結果が得られた．CWB を 1 個設置したパターン 4 は許容滑動量を超える結果となったが，巨石を積み上げるパターン 2 やコンクリート方塊のパターン 3 に比べて，滑動量を抑えることができた．

本実験においても，CWB の使用により防波堤の滑動量を抑えられることはわかったが，他の周期の結果とは異なり， $y/H_{1/10}$ の値はパターン 5 から 8 にかけてほぼ横ばいとなっており，CWB を多く使用するほど滑動量を小さくできるという結果は得られなかった．これは，今回の実験においては，波が強くなってくるとケーソン間の隙間を通過してケーソンや CWB の側面にかかる波力が大きくなり，横断方向の滑動による影響が無視できなくなる

ためと考えられる．また，2 個の CWB の配置方法を変えたパターン 5 と 6 の $y/H_{1/10}$ が， $T_{1/3}=1.5s$ の実験結果と比べて逆の傾向となった．これも上記と同様に，ケーソン間の隙間を通過してケーソンや CWB の側面にかかる波力によって横断方向の滑動が生じてしまい，これが本来の波向き方向の滑動に影響を与えたものと考えられる．一般的には，2 個重ねて置くパターン 5 は転倒に対して有効であり，2 個並べて置くパターン 6 は石同士のかみ合わせ面が増えるので，滑動に対して有効だと考えられる．

表 5.4 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.4s$ の実験結果（3 ケ所の平均値）

配置 パターン	$T_{1/3}(s)$	$H_{1/3}(cm)$	$H_{1/10}(cm)$	$H_{max}(cm)$	ケーソンのみの 滑動安全率	$y(cm)$	判定 ($y<0.75cm$)	$y/H_{1/10}$	$0.75/H_{1/10}$
1	1.45	10.9	14.0	18.8	0.78	0.8	NG	0.057	0.054
4	1.45	10.9	14.0	18.8	0.78	0.4	OK	0.031	
5	1.45	10.9	14.0	18.8	0.78	0.3	OK	0.021	

表 5.5 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.5s$ の実験結果（3 ケ所の平均値）

配置 パターン	$T_{1/3}(s)$	$H_{1/3}(cm)$	$H_{1/10}(cm)$	$H_{max}(cm)$	ケーソンのみの 滑動安全率	$y(cm)$	判定 ($y<0.75cm$)	$y/H_{1/10}$	$0.75/H_{1/10}$
1	1.53	10.0	12.9	17.8	0.80	2.5	NG	0.191	0.058
2	1.54	10.1	13.0	18.1	0.78	1.4	NG	0.105	
3	1.53	9.9	13.0	18.2	0.78	0.7	OK	0.051	
4	1.53	10.0	12.9	17.5	0.82	0.4	OK	0.034	
5	1.53	10.0	12.9	17.5	0.82	0.7	OK	0.057	
6	1.53	9.9	13.0	18.2	0.78	0.5	OK	0.041	
7	1.53	9.9	13.0	18.2	0.78	0.4	OK	0.031	
8	1.54	10.1	13.0	18.1	0.78	0.1	OK	0.008	

表 5.6 設定有義波周期 $T_{1/3}=2.0s$ の実験結果（3 ケ所の平均値）

配置 パターン	$T_{1/3}(s)$	$H_{1/3}(cm)$	$H_{1/10}(cm)$	$H_{max}(cm)$	ケーソンのみの 滑動安全率	$y(cm)$	判定 ($y<0.75cm$)	$y/H_{1/10}$	$0.75/H_{1/10}$
1	2.00	10.7	14.8	20.0	0.56	4.6	NG	0.310	0.050
2	2.00	10.7	14.8	20.0	0.56	4.6	NG	0.310	
3	2.06	11.1	15.1	19.9	0.56	2.4	NG	0.159	
4	2.00	10.7	14.8	20.0	0.56	1.7	NG	0.112	
5	2.06	11.1	15.1	19.9	0.56	0.4	OK	0.026	
6	2.06	11.1	15.1	19.9	0.56	0.6	OK	0.037	
7	2.02	11.0	15.0	20.5	0.54	0.6	OK	0.038	
8	2.02	11.0	15.0	20.5	0.54	0.6	OK	0.038	

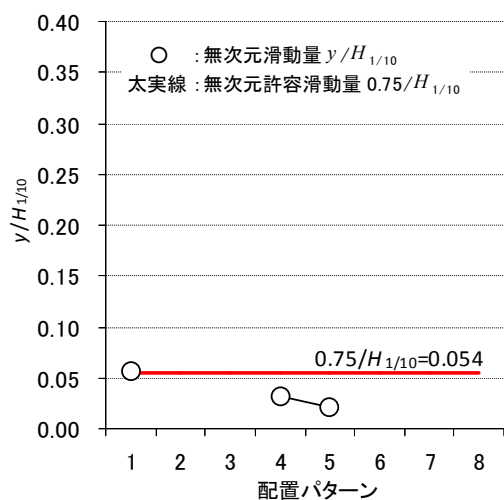


図 5.3 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.4\text{s}$ の
無次元滑動量 $y/H_{1/10}$

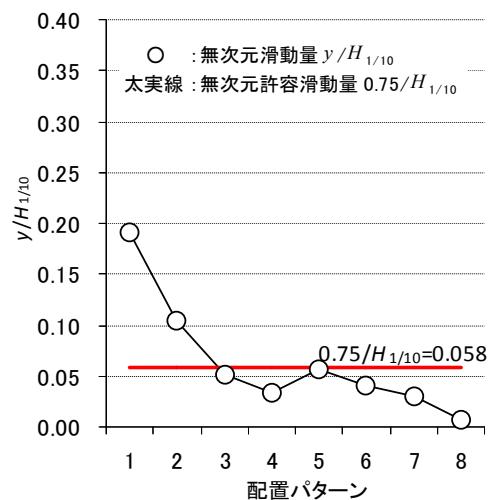


図 5.4 設定有義波周期 $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の
無次元滑動量 $y/H_{1/10}$

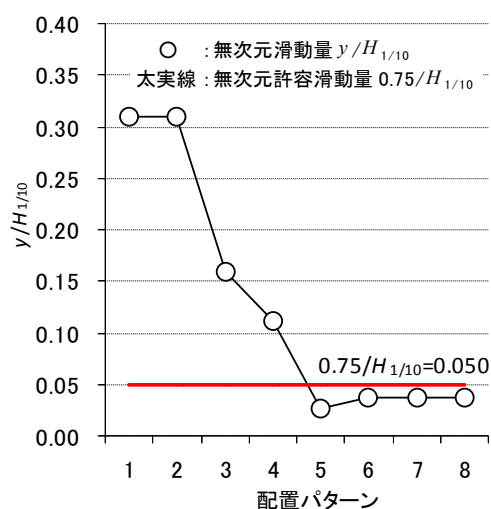


図 5.5 設定有義波周期 $T_{1/3}=2.0\text{s}$ の
無次元滑動量 $y/H_{1/10}$

5.2.4 抵抗力推定値の評価

CWB を実際の海域で使用するには、滑動抵抗力の推定が不可欠である。第 4 章で、CWB の設計摩擦係数は 0.75 と設定した。ここでは、CWB の抵抗力推定値の評価として、設計摩擦係数を使って計算した CWB の抵抗力（推定値； F_{CWB} ）と、実験で CWB が発揮した抵抗力（実験値； F_s ）の比較を行った。

推定値 F_{CWB} については、第 4 章で示したように、CWB 重量に設計摩擦係数 0.75 を乗じ

て計算することができる。CWBの重量は、コンクリートフレームと中詰め石を合わせたものとして考える。

実験値 F_s については、まず、実験結果を合田式に代入して波圧合力 P を計算し、次いでケーソンの滑動抵抗力 $f(W-U)$ を計算する。それらの差を、ケーソンの滑動安全率を 1.0 にするために必要であった不足抵抗力と定義し、これが実験において CWB が担った抵抗力 (= 実験値 F_s) と考えた。式(5.1)に F_s の計算式を示す。

$$F_s = P - f(W - U) \quad (5.1)$$

ここで、 f はケーソンと捨石との間の摩擦係数、 W はケーソンの静水中重量、 U は揚圧力の合力である。 f には、コンクリートと石の摩擦係数である 0.6 を用いた⁴⁾。この値は、防波堤の設計において、ケーソンとマウンド石の摩擦係数として一般に使用されている。

表 5.7 に、推定値と実験値の比較を示す。 $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の配置パターン 8 を除いて、実験値は推定値よりも大きな値を得ることができた。 $T_{1/3}=1.5\text{s}$ の配置パターン 8 は、作用した波力が小さかったために実験値が推定値を下回る結果となった。また、 $T_{1/3}=2.0\text{s}$ の配置パターン 4 は、活動量の判定が NG であった。これは、 F_s/F_{CWB} の値が 10.01 となっていることから、推定値の 10 倍以上の力が作用したためだと考えられる。本実験は、許容滑動量 30cm (模型縮尺で 0.75cm) における CWB の波力に対する限界値を求めたものではなく、設定された波浪条件下での結果となっている。そのため、 F_s/F_{CWB} のばらつきが大きい。しかしながら、 $T_{1/3}=2.0\text{s}$ の配置パターン 4 を除けば、 F_s/F_{CWB} が 5 未満の値で滑動量は許容値内に収まっている。ただし、実験ではケーソン同士の間隙に隙間を設けたため、実際の波力よりも小さくなっている可能性があり、この点を踏まえた上で滑動量が許容値を満足する必要がある。

表 5.7 推定値 F_{CWB} と実験値 F_s の比較

配置 パターン	$f(W-U)$ (N/cm)	P (N/cm)	安全率 $S.F.$	F_s (N/cm)	F_{CWB} (N/cm)	F_s/F_{CWB}	滑動量 の判定
$T_{1/3}=1.4\text{s}$							
4	3.33	4.26	0.78	0.93	0.24	3.92	OK
5	3.33	4.26	0.78	0.93	0.47	1.96	OK
$T_{1/3}=1.5\text{s}$							
4	3.35	4.09	0.82	0.75	0.24	3.14	OK
5	3.35	4.09	0.82	0.75	0.47	1.57	OK
6	3.32	4.27	0.78	0.96	0.47	2.02	OK
7	3.32	4.27	0.78	0.96	0.71	1.35	OK
8	3.32	4.25	0.78	0.93	1.42	0.65	OK
$T_{1/3}=2.0\text{s}$							
4	3.06	5.44	0.56	2.38	0.24	10.01	NG
5	3.05	5.47	0.56	2.41	0.47	5.09	OK
6	3.05	5.47	0.56	2.41	0.47	5.09	OK
7	3.03	5.60	0.54	2.57	0.71	3.61	OK
8	3.03	5.60	0.54	2.57	1.42	1.80	OK

5.3 津波越流に対する安定性検証実験

5.3.1 実験条件

(1) 実験方法

実験は、京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の2次元造波水路(長さ50m×幅1m×深さ1.5m)を使用した。図5.6に水路断面と平面を示す。波高が大きくなるように、仕切り板を設置して沖側で1mの幅を防波堤位置では30cmに絞っている。海底勾配も設けており、防波堤前面は1/50とし、その沖側に1/10の勾配を設置した。防波堤模型は水平床に設置した。実験スケールは1/40とした。CWBに加えて、従来工法のマウンド嵩上げ工法も実施し、両者の性能を比較した。

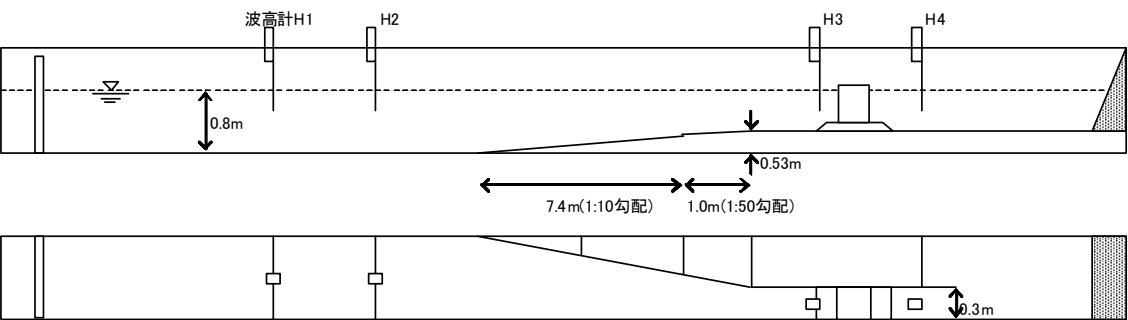


図 5.6 水路の全体図（上段：断面，下段：平面）

(2) 模型および石材の諸元

表 5.8 に、実験で使用した模型および石材の諸元を示す。CWB は実機スケールで 20t 型のものを使用した。

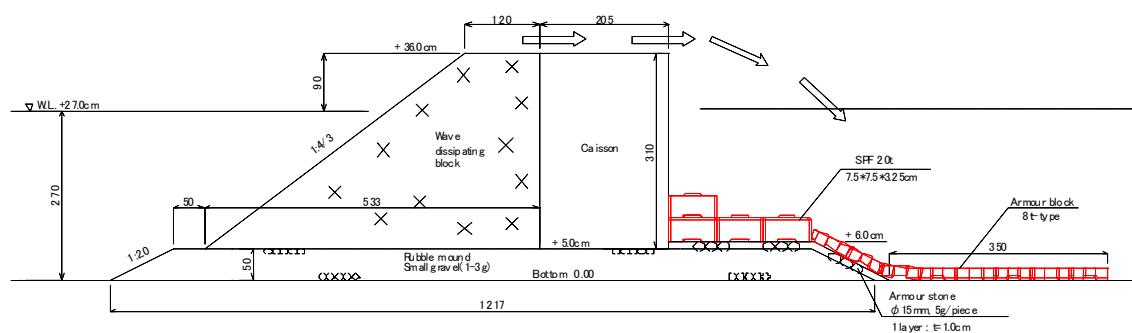
表 5.8 模型および石材の諸元

	模型スケール(1/40)		換算実物スケール	
	寸法	質量	寸法	質量
ケーソン	H31cm*B20.5cm*L15cm	18.2kg	H12.4m*B8.2cm*L6.0m	1,165t
捨石マウンド	φ 10 ~ φ 13mm	1 ~ 3g	φ 40 ~ φ 50cm	100 ~ 200kg
既設被覆石	φ 15mm	5g	φ 60cm	300kg
嵩上げマウンド用被覆石	φ 33mm	51g	φ 1.35m	3.3t
CWB (コンクリートフレーム)	L7.5cm*B7.5cm*H3.25cm	305g	L3.0m*B3.0m*H1.5m	19.48t
中詰め石	φ 15mm	5g	φ 60cm	300kg

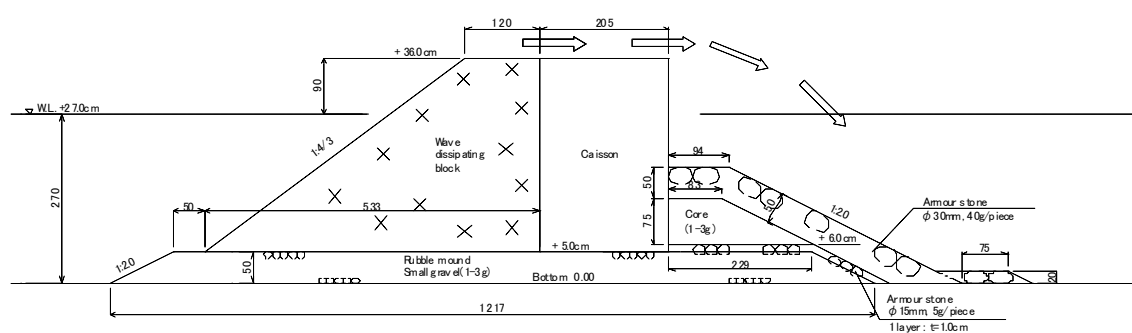
5.3.2 実験ケース

(1) 実験断面

図 5.7 に、実験断面図を示す。(a)の CWB は 20t 型で、ケーソン背後に 3 列設置し、最もケーソンに近い列のみ 2 段積みとした断面である。また、捨石斜面から法尻後方にかけて



(a) CWB と被覆ブロック



(b) マウンド嵩上げと被覆石

図 5.7 実験断面

8t 型の被覆ブロックを設置した。(b)のマウンド嵩上げ工法は、捨石マウンドと同じサイズの碎石を用いてマウンド嵩上げ部（コアとなる部分）を形成し、その上を約 40g（実物に換算すると約 2.5t）の被覆石を用いて 2 層程度被覆した。CWB と被覆ブロックを使った断面(a)と、マウンド嵩上げを被覆石で被覆した断面(b)は、滑動抵抗力および建設コストがほぼ同じになるように設計されている。

（２）津波越流の実験ケース

実験では、津波を想定した孤立波を作用させた。表 5.9 に実験ケースを示す。作用させた孤立波は、小さい波高からスタートして徐々に波高を上げていった。マウンド洗掘における津波越流の影響は、防波堤前面の津波高さよりも越流水深の方が重要である。そのため、実験では両工法で越流水深がなるべく同じになるように努めた。越流水深は、ケーソン上部を通過した越流の最大水深とした。被害については、平面および断面の被害率で評価するものとし、被害率＝（減少した面積）／（元の面積）で計算した。なお、CWB については中詰め石の飛散も被害と見なし、飛散した中詰め石分の面積を平面および断面における減少した面積として計上した。

表 5.9 津波越流の実験ケース

ケース	堤前波高	
	実験スケール(cm)	換算実物スケール(m)
1	16	6.4
2	18	7.2
3	20	8.0
4	22	8.8
5	24	9.6
6	26	10.4

5.3.3 実験結果

表 5.10 および図 5.8 に実験結果を示す。CWB は、CWB と被覆ブロックを使った断面(a)の結果を、MHM は、マウンド嵩上げと被覆石の断面(b)の結果をそれぞれ表している。図の縦軸は被害率、横軸は越流水深である。

CWB と被覆石を使った断面(a)の実験結果を見ると、Case3 から Case6 の被害率は、平面で 0.4%から 2.6%、断面で 1.3%から 6.4%と非常に小さい。これらの被害率は、CWB の中詰め材がわずかに流出したことによって発生したものである。Case7 において、津波越流の影響で先端部分の被覆ブロックがわずかに動いたが、CWB 自身には全く被害はなかった。Case8 では、被覆ブロックが全体的に被災し、ケーソンから最も遠い列の CWB が少し傾いた。

表 5.10 実験結果一覧

Case	堤前最大波高(cm)	越流水深(cm)	被害率(%)	
			平面	断面
Case1_CWB	16.3	4.0	0.0	0.0
Case2_CWB	20.0	7.5	0.0	0.0
Case3_CWB	19.6	7.5	0.8	2.2
Case4_CWB	21.4	9.0	0.4	1.3
Case5_CWB	23.0	11.0	1.6	3.1
Case6_CWB	24.9	13.0	2.6	6.4
Case7_CWB	26.8	14.0	3.3	12.6
Case8_CWB	27.7	17.5	24.2	16.9
Case1_MHM	15.9	3.5	1.0	3.8
Case2_MHM	18.0	5.5	1.0	2.2
Case3_MHM	20.2	7.5	2.5	4.5
Case4_MHM	22.7	9.8	6.8	9.5
Case5_MHM	24.4	11.5	24.6	13.0
Case6_MHM	25.7	13.0	65.0	33.3

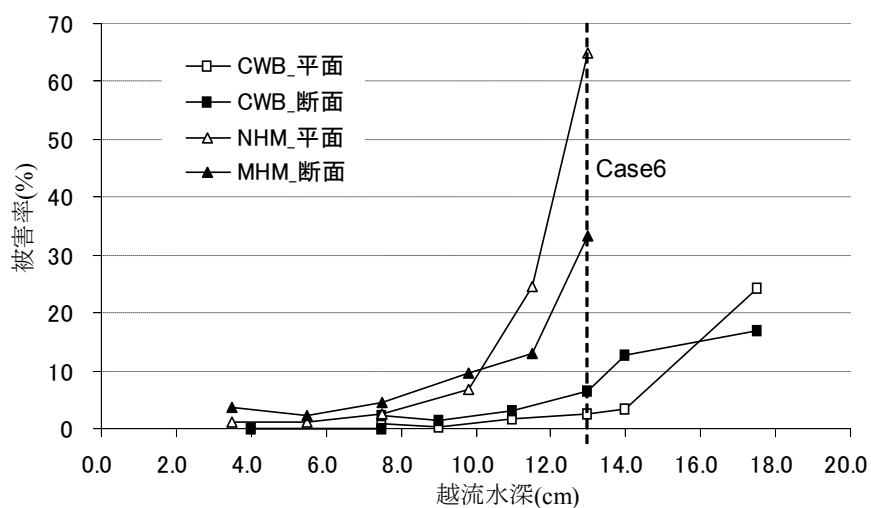


図 5.8 越流水深と被害率の関係

マウンド嵩上げと被覆石の断面(b)は、Case1 の小さな越流でも表面の被覆石が押し流され、平面で 1%，断面で 3.8%の被害が発生した。Case5 までは、表面の被覆石のみの被害だったが、越流水深 13cm の Case6 でマウンド嵩上げ部分（コア部分）が洗掘された。このコア部分が洗掘されると滑動抵抗力が維持されないため、断面(b)は Case6 で終了した。

写真 5.4 は、Case6 の各断面における実験前後の状況を比較したものである。下段の断面(b)は、断面被害率 33%で、特に上部が大きく洗掘されている。一方、上段の断面(a)は、若干の中詰め石の流出によって 6.4%の被害率が発生しているものの、CWB 自体は全く動いていないことがわかる。



(a) : 断面(a)の越流状況と津波作用前後の港内側の断面状況



(b) : 断面(b)の越流状況と津波作用前後の港内側の断面状況

写真 5.4 Case6 における各断面の実験状況

5.3.4 津波越流に対する安定性の評価

マウンド嵩上げを被覆石で被覆した断面(b)の平面および断面被害率は、Case4 までは10%以下だったが、Case5 で10%以上となった。その後、Case6 で20%を超えてコアとなるマウンド嵩上げ部分が洗掘された。一方、CWB と被覆ブロックの断面(a)の平面および断面の被害率は、Case6 まで10%以下だった。Case8 で両被害率が15%を超えているが、これは被覆ブロックに移動によるものである。CWB 自身は、Case7 や8 の大きな津波越流に対してほとんど被害はなかった。これは、孔部があることによって、CWB 自身が上からの越流による流れや下からの揚圧力の影響を受けないためだと考えられる。

津波越流については、水深やマウンド幅など多くのパラメータがあるため、1つの配置パターンのみで一概に安定性能を判断することは難しい。様々な条件下での実験を実施して

性能を確認する必要がある。しかしながら、本実験条件における CWB の安定性能はマウンド嵩上げ工法に対して高く、津波が越流するような条件に対する防波堤補強に関して、従来のマウンド嵩上げ工法以上に効果的であることがわかった。

5. 4 防波堤補強設計への適用

本節では、実際に 2012 年 4 月の爆弾低気圧によって滑動被害を受けた防波堤を対象とし、補強工法として CWB を適用する際の設計手法を示す。

5. 4. 1 対象防波堤

対象防波堤は、第 2 章において偶発波浪による被災例として紹介した、敦賀港鞠山北地区防波堤 J 区間とした。防波堤の設計断面図を図 5.9 に示す⁶⁾。捨石マウンド上にケーソンを設置する一般的な混成防波堤であり、消波ブロックは設置されておらず、洗掘防止用の根固ブロックが沖側に 1 列だけ設置されている。

表 5.11 にケーソン諸元を示す⁶⁾。対象ケーソンは、断面幅 9.6m（フーチングを含めた断面幅：13.6m）、高さ 16m のスリット付きの直立消波ケーソンである。ケーソンの上部半分に縦スリットが設けられており、内側は遊水部となっている。直立消波ケーソンは一般的な箱型ケーソンと比較して、反射波を軽減できる、越波伝達波を軽減できる、波力を緩和することができる、などの効果が期待されるものである。対象ケーソンの上部工は平坦であり、パラペットは設置されていない。

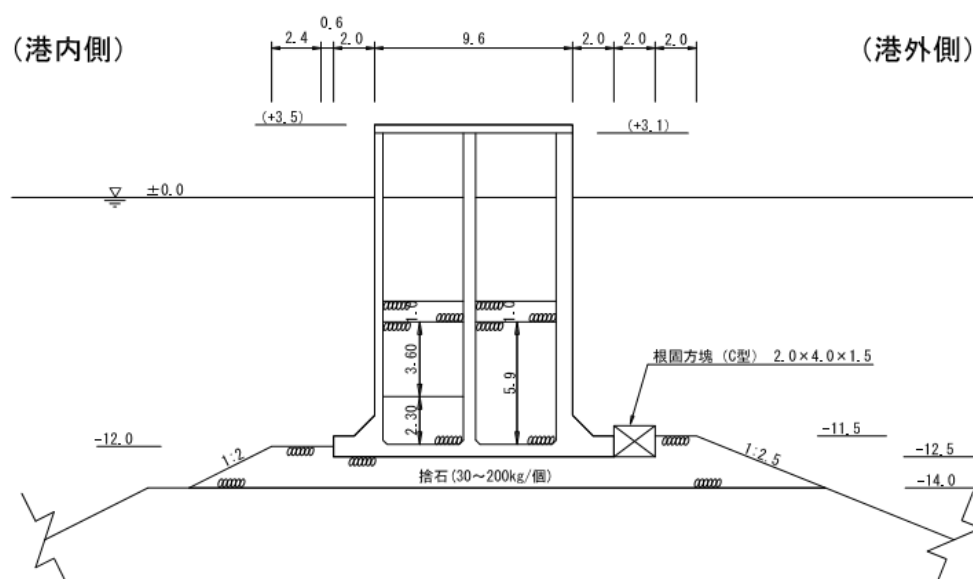


図 5.9 敦賀湾鞠山北地区防波堤 J 区間設計断面図⁶⁾

表 5.11 ケーソン諸元

項目		単位	ケーソン完成時
寸法	幅	m	9.60(13.60)
	高さ	m	15.00
	長さ(1函の延長)	m	15.60
コンクリート量		m ³	730.35
質量		t	1789.02
バラスト量		t	211.39
止水板		t	18.30
総合計質量		t	2018.71
重心		m	5.75
吃水		m	13.09
浮心		m	6.32

※()内の寸法はフーチングを含めた値

5.4.2 設計条件

(1) 既存防波堤の設計条件

防波堤建設当時の設計条件を表 5.12 に示す⁶⁾。この設計条件を基に、最大波高 $H_{\max}=1.8H_{1/3}$ として直立消波ケーソン堤の波力算定式^{7,8)} を用いて波力を求め、ケーソンの滑動安全率を計算すると、1.11 が得られた。

表 5.12 建設当時の設計条件

設計水深	26m
設計波高 $H_{1/3}$	2.6m
設計周期 $T_{1/3}$	13.0s
入射角 β	0°

(2) 偶発波浪の諸元

被害をもたらした偶発波浪の諸元を表 5.13 に示す。有義波高、有義波周期ともに設計値を上回る偶発波浪であった。最大波高 H_{\max} は 7.96m であり、この時の滑動安全率を計算すると、0.53 であった。

表 5.13 偶発波浪諸元

有義波高 $H_{1/3}$	6.3m
有義波周期 $T_{1/3}$	13.3s
最大波高 H_{\max}	7.96m

5.4.3 カウンターウェイトブロック工法の設計法

偶発波浪に対して、防波堤の滑動安全率が 1.0 を超えるように CWB を設計する。すなわち、ケーソンの滑動抵抗力+CWB の抵抗力が、波圧合力を上回るように CWB の数量を決定する。CWB の中詰め石は、マウンド石と同程度の石材を用いるものとする。マウンド石は 30kg から 200kg なので、球体とした場合の直径はおよそ 28cm から 52cm となる。CWB 孔部に中詰め石を投入した際に、石の並ぶ列数が多い方がより多くのかみ合わせ面積を確保することができる。ここでは、孔部の大きさが 1.8m×1.8m の 20t 型の CWB (3m×3m×1.5m, 図 4.20 参照) を使用して設計を行う。20t 型の CWB の滑動抵抗力は、第 4 章で計算した値 (106.5kN/個, 35.5kN/m) を使用する。20t 型の CWB 1 個の抵抗力を F_{CWB20t} , 所要個数を n とすると、CWB の滑動抵抗力は、 $F_{CWB20t} \times n$ となる。これを式(5.1)の F_s に代入し、 n について解くと式(5.2)が得られる。

$$n \geq \frac{P - f(W - U)}{F_{CWB20t}} \quad (5.2)$$

式(5.2)を満たすように n を計算した結果、 $n=10$ となった。このときの滑動安全率を計算すると、1.05 が得られた。よって、20t 型の CWB を港内側に 10 個設置すれば、被災時の偶発波浪が作用しても、滑動安全率 1.0 以上を確保できることがわかった。

図 5.10 に CWB の配置方法を示す。CWB は 4 列で、基礎地盤の支持力や越波による中詰め石の流出を考慮し、ケーソンに近い列から階段状に配置した。本ケーソンはフーチングを有する形状であるため、CWB をケーソン側面に接するように配置することは困難である。

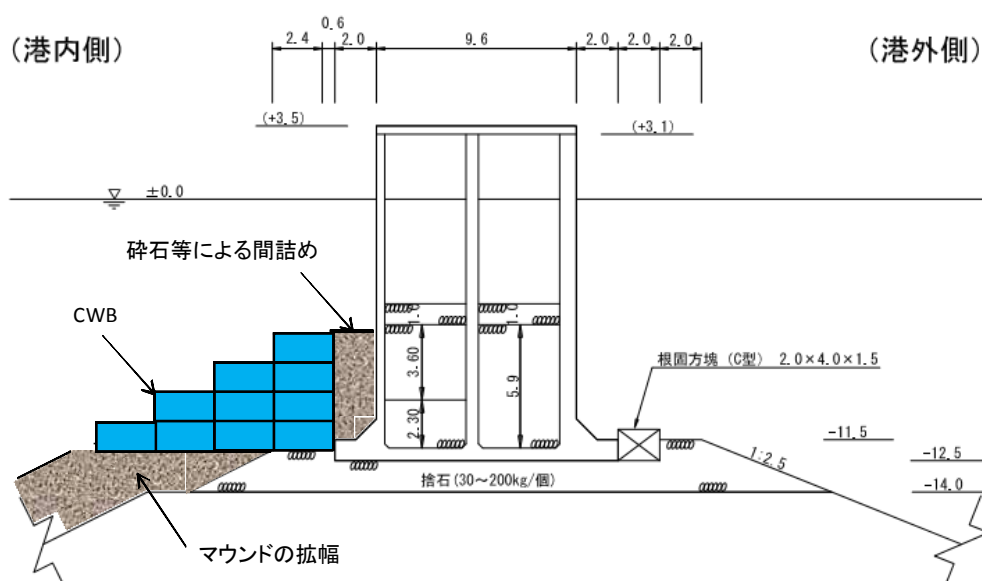


図 5.10 CWB の配置方法

そのため、フーチングの背後に CWB を設置した。この場合、CWB とケーソンの間に隙間が生じるため、砕石等で間詰めを行う。また、CWB の列数が多くなると、CWB の設置幅がマウンド幅を超えてしまうことがある。この場合、CWB の設置幅を確保するため、マウンドの拡幅が必要となる。

本設計においては 20t 型の CWB を使用したが、さらに大型の CWB で検討を行えば所要個数を少なくすることができる。例えば、40t 型の CWB はおよそ 55kN/m の滑動抵抗力を発揮することから、本防波堤に適用した場合、所要個数を 6 個に抑えることができる。ただし、コンクリートフレームの質量が大きくなることから、使用する重機も大きなものが必要となるため、CWB の使用数量は減少してもコストは上がる可能性がある。使用する CWB については、マウンド石の大きさやマウンド幅、全体の建設コスト等を考慮して、適切なサイズを決定する必要がある。

5.5 カウンターウェイトブロックの製造性および施工性の評価

新しい工法やブロックを開発した場合、安定性等の性能評価に加え、実現場への適用に際して実物の製造性や施工性等の評価も非常に重要である。そこで本節では、高耐波安定性消波ブロックと同様、実物の CWB に対する製造性および施工性の評価を行う。

5.5.1 対象現場

CWB は実際に施工されており、その対象現場は青森県八戸市八戸港八太郎（はつたろう）地区北防波堤ハネ部である。八戸港は、青森県の南東に位置する重要港湾であり、青森県によって管理されている。写真 5.5 に八戸港の全景を示す。



写真 5.5 津波による被災前の八戸港全景

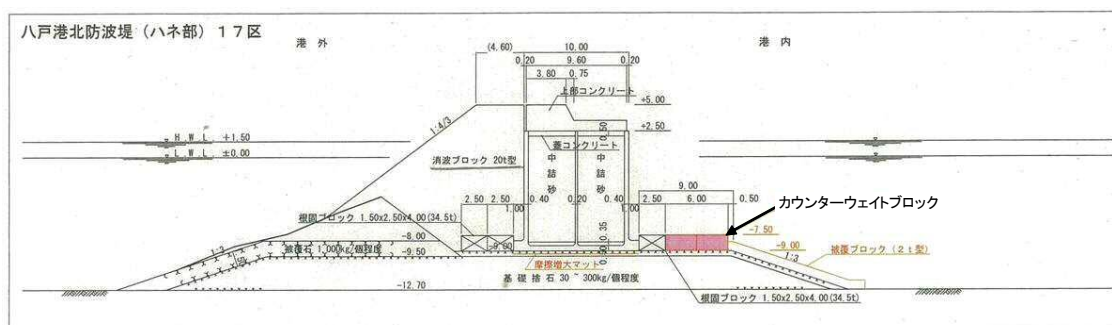


図 5.11 実施断面の一例（17 工区）

本防波堤は、東北地方太平洋沖地震による津波によって被害を受けており、特にハネ部については、堤頭部を除いてほぼ全てのケーソンが倒壊した。復旧に際し、震災時と同等の津波が作用しても被災しないように、防波堤港内側の補強が検討され、本研究で開発した CWB が採用された。津波によるハネ部の被災延長は 664m であり、CWB を用いた補強工法は 4 工区（16~19 工区）4 断面で設計されている。実施断面の一例を図 5.11 に示す。この断面例では、防波堤港内側に CWB を 2 個設置するような設計になっている。

5.5.2 製造性の評価

（1）製造フロー

CWB のコンクリートフレームの製造フローを図 5.12 に示す。ここでは、コンクリート打設から転置・仮置きまでの工程を評価の対象とする。

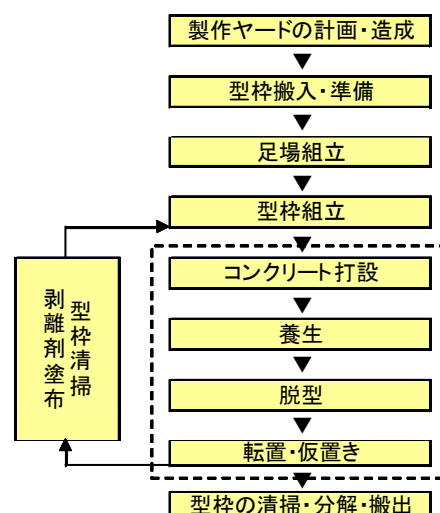


図 5.12 CWB の製造フロー

(2) 各工程の状況

各工程の状況を写真 5.6 に示す。高耐波安定性消波ブロックと同様，CWB のコンクリートフレームも鋼製型枠を使用して製作する。コンクリートは上部から投入する。コンクリート打設後，所要強度が発現するまで養生を行い，パーツごとに型枠を外していく。まず外側の型枠（外枠）を外し，次いで内側の型枠（内枠）を外す。最後に，4 本の吊鉄筋を使用してブロックを吊上げて転置を行う。



(a) コンクリート打設



(b) 鋼製型枠(外枠)の脱型



(c) 鋼製型枠(内枠)の脱型



(d) 転置

写真 5.6 カウンターウェイトブロックの各製作工程の状況

(3) 事後評価

コンクリート打設において，CWB20t 型のブロック高さは 1.5m であることから，打設高さが低く，作業性は非常に高いことがわかった。本現場で使用されている 20t 型のブロック厚さは 60cm であることから，コンクリート打設口として十分な広さを確保することができた。しかし，CWB のサイズが小さくなった場合は，ブロック厚さが薄くなって打設口が狭くなるため，より慎重な作業が必要になるものと考えられる。

鋼製型枠の外枠・内枠の脱型において，それぞれの枠を構成している板を一枚ずつ外していくのではなく，写真 5.6 の(b)と(c)に示すように，全体を上引き上げると一回で外す

ことができるように外枠・内枠の型枠構造を工夫した。これにより、作業時間を短縮できることがわかった。具体的には、外枠・内枠を構成している板を1枚ずつ外した場合の所要時間はおよそ20分、一回の引き上げで外枠・内枠を外した場合はおよそ5分であったことから、作業時間は1/4に減少した。また、転置において、ブロック上面に吊上げ用のフックを4つ取りつけたことから、吊上げ時のブロックが安定しており、安全に実施できることがわかった。

5.5.3 施工性の評価

(1) 施工フロー

CWBの施工フローを図5.13に示す。ブロック据付までの工程は第3章の高耐波安定性消波ブロックと同様だが、CWBにおいては、コンクリートフレーム設置後に孔部への中詰め石投入作業が必要となるため、こちらに対する評価も重要となる。ここでは、破線で囲った部分について施工性の評価を行った。

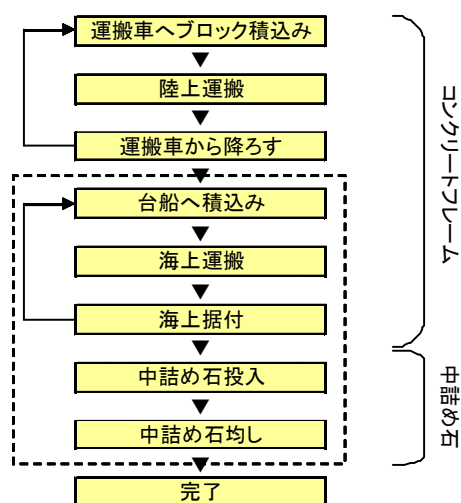


図 5.13 施工フロー

(2) 各工程の状況

各工程の状況を写真5.7に示す。CWBの施工に際し、まず陸上で据付テストを行い、据付順序や2段積みの難易度を確認した。実施工においては、先にコンクリートフレームをすべて据付けてから中詰め石の投入を行う。2段に積み重ねる場合も、コンクリートフレームを2段積み上げてから中詰め石を投入する。(c)のブロックの隙間に差し込んでいる器具

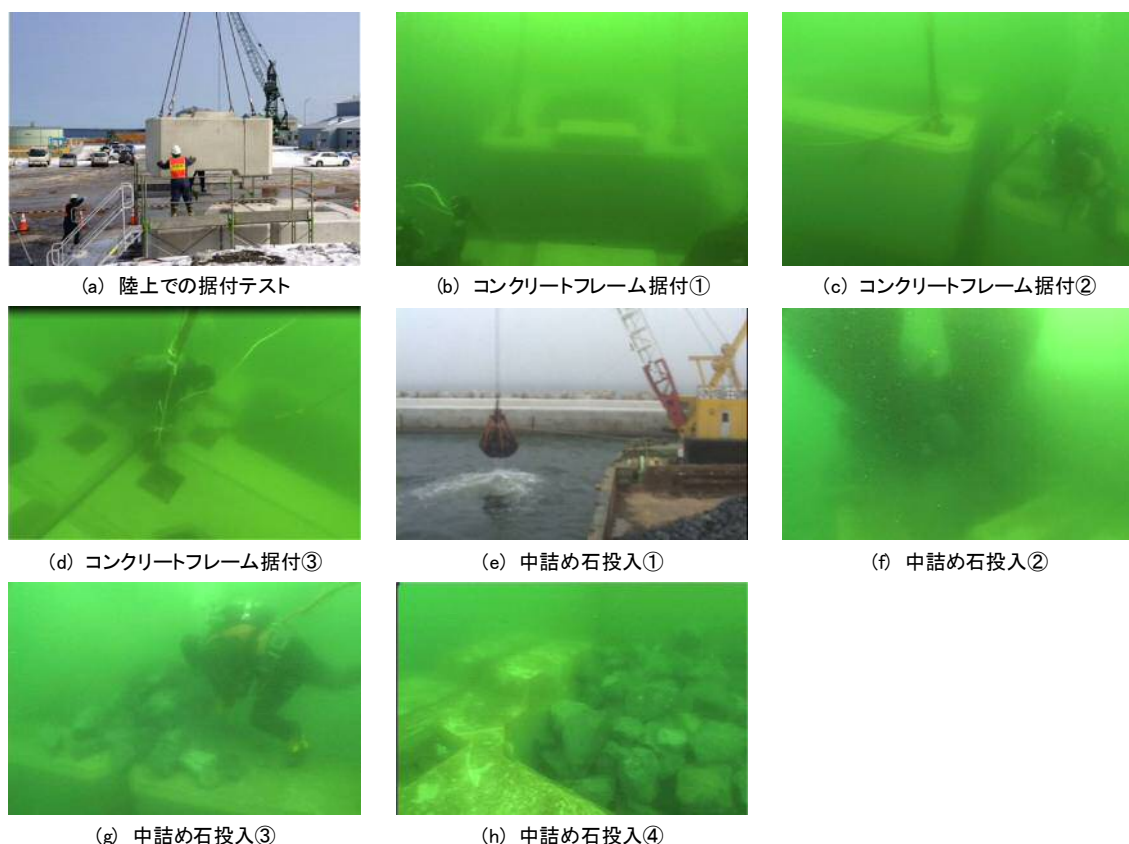


写真 5.7 CWB の各施工工程の状況

は、クレーンで移動してきたブロック（左側）が既に設置されているブロック（右側）に衝突しないようにするための緩衝材であり、棒状の木材を使用することが多い。中詰め石の投入は、捨石マウンドの形成と同様、ガット船からグラブバケットで直接投入する。

（３）事後評価

コンクリートフレームの据付において、あらかじめ陸上にてテストを行っていたことから、水中においてもスムーズに作業が進められた。転置時と同様、四隅に取り付けた吊鉄筋を使用するので、吊上げた時のバランスが良く、安定して作業が行えることがわかった。また、中央の孔は貫通しているため、水中でコンクリートフレームを下していく際に水の抵抗を受けにくく、平型の被覆ブロックなどに比べて作業性が高いことがわかった。

中詰め石の投入において、20t 型の CWB は孔部の大きさが $1.8\text{m} \times 1.8\text{m}$ と大きいことから、グラブバケットから直接投入できることがわかった。しかしながら、CWB のサイズが小さくなった場合は、孔部の大きさも小さくなるため、グラブバケットからの直接投入ができなくなる可能性がある。その際は、より狭い範囲を狙って投入することができるシューターやワイヤモッコ等を使用する必要がある。また、グラブバケットを使用した場合、

写真 5.7 の(g)に示すように、すべての石が孔部に収まらずに、フレームの上に載ってしまうことがある。これについては、その都度潜水士が人力で孔の中に投入する必要がある。

本研究で開発した CWB は、コンクリートフレームの据付と中詰め石の投入という 2 段階の施工が必要な工法である。しかしながら、コンクリートフレームの据付は一般的な平型ブロックと比べても作業性は高く、中詰め石の投入はグラブバケットからの直接投入が可能であることから、性能だけでなく施工性にも優れた工法であることがわかった。

5.6 おわりに

本章では、CWB の実用化に向けて、実際に港内側に CWB を設置したケーソン防波堤について波浪による水理模型実験を実施し、偶発波浪対策としての CWB の防波堤への適用を検討した。次いで、孤立波を用いた水理模型実験を実施し、津波越流に対する CWB 自体の安定性を検証した。また、実際に偶発波浪によって被災した防波堤に対して、CWB を補強工法として適用した場合の設計手法を示した。さらに、実物に対する製造性および施工性についても評価を行った。本章で得られた主要な成果を以下に要約する。

- 1) CWB を設置した防波堤について波浪を作用させる水理模型実験を実施し、CWB のケーソン防波堤への適用を検討した。その結果、ケーソンの許容滑動量を 30cm とした場合、CWB を設置したケーソンの滑動量は許容値内に抑えられたことから、防波堤へ適用した場合においても、石と石とのかみ合わせによる抵抗力が発揮されていることが確認された。また、CWB はコンクリート方塊や巨石を積み上げる一般的な工法に比べて、大きな滑動抵抗力を発揮することがわかった。ただし、実験結果はケーソンの隙間の影響があるため、相対的な比較となっており、実験スケールを大きくした断面実験等による絶対的な評価が必要である。
- 2) 孤立波を用いて津波の越流を想定した水理模型実験を実施し、津波越流に対する CWB の安定性能を検証した。その結果、マウンド嵩上げ工法は、越流水深 13cm（模型スケール）の津波でマウンド嵩上げ部が洗掘されたが、CWB は同じ越流水深の津波に対して全く被害は発生しなかった。よって CWB は、従来工法であるマウンド嵩上げ工法よりも津波越流に対する安定性能が高いことがわかった。
- 3) 実際に偶発波浪によってケーソンが滑動した防波堤を対象として、補強工法として CWB を使用した場合の設計を実施した。その結果、20t 型の CWB を断面当たり 10 個設置することにより、被災時の偶発波浪が作用しても滑動安全率 1.0 以上を確保でき

ることがわかった。さらに CWB の配置について、4 列でケーソンに近い列から 4 段、3 段、2 段、1 段と階段状になるような配置方法を示した。CWB の設計においては、マウンド石の大きさやマウンド幅、全体の建設コスト等を考慮して、適当なサイズや配置方法を決定する必要がある。

- 4) 実物の製造性および施工性について、CWB20t 型のブロック高さは 1.5m であることから、打設高さが低く、作業性が非常に高いことがわかった。また、鋼製型枠の外枠・内枠の脱型において、外枠・内枠の型枠構造を工夫したことより、作業時間を 1/4 に短縮できることがわかった。据付において、一般的な平型の被覆ブロックなどに比べて水の抵抗を受けにくく作業性が高いことがわかった。

参考文献

- 1) 平石哲也, 平山克也, 加島寛章, 春尾和人, 宮里一郎: 偶発波浪荷重による被害例とその特性, 海岸工学論文集, 第 55 卷, pp.981-985, 2008.
- 2) 下迫健一郎, 高橋重雄: 期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法, 港研報告, 第 37 卷, 第 3 号, pp.3-30, 1998.
- 3) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.189-193, 2007.
- 4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.476-477, 2007.
- 5) 国土交通省東北地方整備局: 第 3 回 東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会資料, 17p., 2011.
- 6) 国土交通省北陸地方整備局金沢港湾・空港整備事務所: 敦賀港鞠山地区防波堤 J 区間設定条件資料および構造図資料, 2012.
- 7) 高橋重雄, 下迫健一郎, 佐々木均: 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港研報告, 第 30 卷, 第 4 号, pp.3-34, 1991.
- 8) 沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集 (平成 19 年改訂版), 下巻, pp.1.1-3.65, 2007.

第6章 結 論

本研究は、偶発作用に対する消波工およびケーソン堤の安定性向上を目的として、新型ブロックおよび新工法の開発を行ったものである。消波工の安定性向上については、耐波安定性に優れた高耐波安定性消波ブロックの形状を考案し、水理模型実験を実施して安定数算定式を提案するとともに、安定性および経済性の評価を行った。また、ケーソン防波堤の安定性向上については、港内側を補強するカウンターウェイトブロック（以下、前章と同様に CWB と記す）工法を考案し、陸上での引張実験を実施して設計摩擦係数を決定した。さらに、CWB の実用化に向けて水理模型実験を実施し、防波堤への適用について検討した。以下に第2章から第5章までの各章で得られた研究成果を要約し、結論とする。

第2章では、偶発作用についてレビューし、偶発波浪および津波による被災事例をそれぞれ2例ずつ示した。特に津波による被災例では、いまだ記憶に新しい平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によるケーソン防波堤の津波災害を紹介し、補強工法的重要性を示した。

第3章では、単体空間占有率という新しい指標を用いて既存消波ブロックの分析を実施し、耐波安定性に優れた高耐波安定性消波ブロックの形状を考案した。高耐波安定性消波ブロックの形状は、有脚軸型で軸の両端の脚は3本とし、軸部は正六角形とした。水理模型実験を実施して、高耐波安定性消波ブロックを用いた直立堤被覆工および傾斜堤被覆工の安定数算定式を提案し、既存の安定性に優れた消波ブロックであるドロスや世界的に広く利用されているテトラポッドと比較することにより、安定性および経済性の評価を行った。その結果、高耐波安定性消波ブロックを用いた直立堤被覆工において、ドロスと同等の安定性を有していることがわかった。また、モデル防波堤における工事費の比較では、高耐波安定性消波ブロックはドロスに比べて工事費を31%軽減できることができ、経済性に優れていることがわかった。さらに、補強工法として既存の放射型ブロックによる消波工を高耐波安定性消波ブロックで被覆した場合、安定性を格段に向上できることがわかった。高耐波安定性消波ブロックを用いた傾斜堤被覆工において、設計波高に対する安全率を考

慮した所要質量の比較より、テトラポッドの 32%、ドロスの 50%の質量で同等の安定を得られることがわかった。空立米あたりの工事費の比較では、ドロスに比べて 15%、テトラポッドに比べて 23%工事費を軽減でき、経済性に優れていることがわかった。また、実際に施工された現場を対象として、高耐波安定性消波ブロックの実物に対する製造性および施工性の評価を行った。その結果、ブロック製作において、打設専用足場を設けたことにより、作業性および安全性が向上することがわかった。ブロック転置において、ブロックとワイヤの接触部でコンクリートの欠けが生じたことから、養生期間の確保や接触面を増やす対策が必要である。ブロック運搬・据付において、胴部に 2 本のワイヤを巻くことにより、安定した状態でブロックを移動できることがわかった。

第4章では、従来のケーソン防波堤の補強工法であるマウンド嵩上げ工法とコンクリート方塊工法の特徴を活かし、コンクリートフレームに中詰め石を詰めて下層の石と中詰め石のかみ合いの効果を利用する、新しいケーソン防波堤の港内側補強工法である CWB 工法を考案した。陸上での小型模型による引張実験により、中詰め石と下層の石とのかみ合わせ効果が得られることを確認し、CWB はコンクリート方塊よりも抵抗力を増大できることを明らかにした。次いで、大型模型による引張実験により、コンクリートフレームの孔の大きさやブロック高さを検討し、最も大きな抵抗力を発揮することのできる最適な形状を導いた。その結果、コンクリートフレームの外寸の長さ比は、縦：横：高さ=2：2：1、孔部の縦横長さは外寸の 3/5 とした。中詰め石の大きさを変えた実験により、中詰め石には下層の石と同程度の大きさが適していることがわかった。さらに実形状模型による引張実験により、CWB の滑動抵抗力の算定に必要な設計摩擦係数を 0.75 と決定し、20t 型を例に滑動抵抗力の推定法を示した。

第5章では、**第4章**で開発した CWB の実用化に向けて、実際に港内側に CWB を設置したケーソン防波堤について水理模型実験を実施し、CWB の防波堤への適用を検討した。その結果、波浪に対する水理模型実験により、CWB を設置することでケーソン防波堤の滑動抵抗力を増大し、滑動量を抑えられることがわかった。また、従来工法のマウンド嵩上げ工法やコンクリート方塊工法に比べて、大きな抵抗力を発揮できることがわかった。さらに、抵抗力推定値の評価により、設計摩擦係数の妥当性を示した。孤立波を用いた津波越流に対する水理模型実験により、CWB はマウンド嵩上げ工法よりも越流に対する安定性が高いことがわかった。また、実際に偶発波浪によって被災した防波堤を対象として CWB を適用した場合の防波堤補強設計を行い、CWB の所要個数および配置方法を示した。さらに、実際に施工された現場を対象として、CWB の実物に対する製造性および施工性の評価を行った。その結果、CWB の製造において鋼製型枠の外枠・内枠の脱型をそれぞれ一度の引上げで実施できるように工夫したことで、作業時間を大幅に短縮できることがわかった。また CWB の据付において、一般的な平型ブロックと比べても作業性は高く、中詰め石の投入

はグラブバケットからの直接投入が可能であることから、性能だけでなく施工性にも優れた工法であることがわかった。

本研究では、偶発作用に対する消波工およびケーソン防波堤の安定性を向上させることを目的としてきた。消波工の安定性向上に関しては、耐波安定性に優れた高耐波安定性消波ブロックを開発した。また、ケーソン防波堤の安定性向上に関しては、防波堤港内側補強工法である **CWB** 工法を開発した。いずれも実現場で採用されており、高い有用性が示されている。

しかしながら、**CWB** における波浪に対する水理模型実験は、ケーソン模型同士の間に隙間を設けたため、実際の波圧よりも小さくなっている可能性があり、結果は相対的な比較に留まっている。今後、縮尺を変更した断面実験を実施して絶対的な評価を実施する必要がある。また、津波越流に対する **CWB** の安定性検証実験では、1 パターンの配列での結果となっており、他の配列パターンの検証が必要である。さらに津波越流に対する安定性に関して、実際の津波は越流が継続して作用し続けることから、継続した津波越流を再現した水理模型実験を実施する必要がある。

高耐波安定性消波ブロックおよび **CWB** のいずれにおいても、実物の製造性および施工性については、現状では明らかになっていないものの、今後多くの現場で製造や運搬、据付を経験することにより、課題が発生する可能性がある。これらの課題を解決し、製造性・施工性の向上に努めることが重要である。また **CWB** は、設置後に越波などの影響による中詰め石の流出が懸念されることから、継続的なモニタリング調査を実施し、中詰め石の流出が発生するようであればその対策工を検討する必要がある。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、京都大学防災研究所 平石 哲也教授には、懇切丁寧にご指導とご助言を賜りました。また本研究に関わらず、様々な相談に応じて頂きました。謹んで感謝の意を表します。

京都大学防災研究所 間瀬 肇教授には、本研究の当初から全般に渡ってご指導やご助言を賜り、本論文の主査を引き受けて頂きました。改めて感謝の意を表します。

京都大学防災研究所 馬場 康之准教授には、本研究をまとめるにあたって適切なご助言を頂き、本論文の審査を引き受けて頂きました。心より感謝いたします。

京都大学防災研究所 森 信人准教授には、本論文の審査を引き受けて頂き、折に触れてご助言や温かいお言葉をかけて頂きました。心より感謝いたします。

京都大学防災研究所 安田 誠宏助教には、本研究の当初より水理模型実験や学術論文の執筆において多くのご指導やご助言を頂きました。心より感謝いたします。

京都大学防災研究所 東 良慶助教には、本研究をまとめるにあたって適切なご助言を頂くとともに、日頃より様々な相談に応じて頂きました。心より感謝いたします。

当時京都大学大学院工学研究科修士課程 川田 達也氏（現 株式会社関西電力）、京都大学大学院工学研究科修士課程 岸本 治氏をはじめとする研究室の皆様には、本研究における模型実験からデータ整理まで多くの協力を頂きました。ここに謝意を表します。

本研究の成果の一部をまとめた論文が、国際航路協会 (PIANC) の若手最優秀論文賞 (De Paepe-Willems Award) を受賞できたことは非常に喜ばしく、海岸工学に携わる技術者として大きな自信となりました。これを糧に、今後も日々精進していきます。この PIANC の受賞論文をまとめるにあたっては、京都大学 高山 知司名誉教授に熱心にご指導を頂きました。深く感謝の意を表します。

京都大学防災研究所 川池 健司准教授は、著者が長崎大学大学院博士前期課程の学生時代の恩師であり、京都大学と共同研究を行っていく最初のきっかけを与えて頂きました。改めて感謝の意を表します。

日建工学株式会社 行本 卓生社長には、博士後期課程への入学を快く承諾していただき、公私ともにたくさんのご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。また、中西 敬技術部長をはじめ同僚の皆様には、本研究の遂行に際し多くのご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

最後に、常に温かく見守ってくれた妻 彩子に心から感謝の意を表します。